



TITLE:

人工軽量骨材コンクリートに関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

西林, 新蔵

CITATION:

西林, 新蔵. 人工軽量骨材コンクリートに関する研究. 京都大学, 1968, 工学博士

ISSUE DATE:

1968-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r1260>

RIGHT:

人工軽量骨材コンクリート に関する研究

西 林 新 蔵

人工軽量骨材コンクリート に関する研究

昭和43年3月

西 林 新 蔵

目 次

| | |
|---------------------------------------------|----|
| 緒 論 | 1 |
| 第 1 章 序 論 | 1 |
| 第 2 章 本論文の概要 | 3 |
| 第 1 編 概 論 | 7 |
| 第 1 章 軽量骨材の種類 | 7 |
| 第 2 章 人工軽量骨材の発泡機構 | 8 |
| 第 3 章 人工軽量骨材の製造法 | 11 |
| 第 4 章 人工軽量骨材の一般的性質 | 19 |
| 第 5 章 軽量骨材コンクリートの一般的性質 | 23 |
| 〔第 1 編 参考文献〕 | 48 |
| 第 2 編 人工軽量骨材の吸水特性に関する研究 | 51 |
| 第 1 章 概 説 | 51 |
| 第 2 章 人工軽量骨材の吸水特性 | 53 |
| 第 3 章 人工軽量骨材コンクリートのコンシステンシーにおよぼす 吸水特性の影響 | 59 |
| 第 4 章 結 論 | 63 |
| 〔第 2 編 参考文献〕 | 66 |
| 第 3 編 人工軽量骨材コンクリートの配合設計に関する基礎的研究 | 67 |
| 第 1 章 概 説 | 67 |
| 第 2 章 実 験 計 画 | 78 |
| 第 3 章 使 用 材 料 | 79 |
| 第 4 章 コンクリートの練り混ぜ | 85 |
| 第 5 章 実験結果およびその考察 | 86 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------|-----|
| 第 6 章 結 論 | 96 |
| 〔第 3 編 参考文献〕 | 97 |
| 第 4 編 人工軽量骨材コンクリートの特性に関する研究 — 強度特性， 静弾性係数，乾燥収縮および凍結融解に対する耐久性 | 99 |
| 第 1 章 概 説 | 99 |
| 第 2 章 実験計画 | 100 |
| 第 3 章 使用材料 | 102 |
| 第 4 章 コンクリートの練り混ぜ試験 | 104 |
| 第 5 章 軽量コンクリートの強度特性 | 108 |
| 第 6 章 各強度間の関係について | 150 |
| 第 7 章 軽量コンクリートの弾性的性質 | 159 |
| 第 8 章 単位容積重量（比重） | 178 |
| 第 9 章 軽量コンクリートの凍結融解に対する耐久性 | 181 |
| 第 10 章 乾燥収縮 | 187 |
| 第 11 章 結 論 | 196 |
| 〔第 4 編 参考文献〕 | 200 |
| 第 5 編 人工軽量骨材コンクリートのクリープに関する研究 | 201 |
| 第 1 章 概 説 | 201 |
| 第 2 章 実験計画 | 204 |
| 第 3 章 使用材料および供試体 | 207 |
| 第 4 章 Exp. I における強度試験結果およびその考察 | 215 |
| 第 5 章 Exp. I における乾燥収縮およびクリープに対する考察 | 219 |
| 第 6 章 Exp. I における結論 | 224 |
| 第 7 章 Exp. II におけるコンクリートの強度および弾性係数 | 225 |
| 第 8 章 Exp. II — 実験 1（圧縮，曲げ，引張各クリープ）の結果 および考察 | 227 |
| 第 9 章 クリープのひずみ成分について（Exp. II — 実験 2） | 247 |
| 第 10 章 コンクリートのクリープの力学的模型による考察 | 251 |

| | | |
|--------|------------------------------------------------------|-----|
| 第 11 章 | 持続荷重載荷時材令のクリープおよび回復クリープにおよぼす 影響について (Exp. II-実験3) | 256 |
| 第 12 章 | 模型化したコンクリートによるクリープの考察 | 259 |
| 第 13 章 | Exp. IIにおける結論 | 265 |
| 第 14 章 | 結 論 | 266 |
| | 〔第 5 編 参考文献〕 | 269 |
| 第 6 編 | 人工軽量骨材鉄筋コンクリートの設計に関する基礎的研究 | 273 |
| 第 1 章 | 概 説 | 273 |
| 第 2 章 | 実験計画および試験方法 | 277 |
| 第 3 章 | 使用材料およびコンクリートの配合 | 281 |
| 第 4 章 | 軽量鉄筋コンクリートはりの曲げ試験結果およびその考察 | 285 |
| 第 5 章 | 軽量鉄筋コンクリートはりのせん断試験結果およびその考察 | 309 |
| 第 6 章 | 結 論 | 316 |
| | 〔第 6 編 参考文献〕 | 317 |
| 第 7 編 | 人工軽量骨材を用いた PC 建造物の設計に関する基礎的研究 | 319 |
| 第 1 章 | 概 説 | 319 |
| 第 2 章 | 小型模型による軽量ポステン PC はりに関する試験 | 326 |
| 第 3 章 | 軽量プレテン PC 桁の設計に関する研究 | 348 |
| 第 4 章 | 結 論 | 401 |
| | 〔第 7 編 参考文献〕 | 404 |
| 第 8 編 | 結 論 | 407 |
| 第 1 章 | 軽量骨材および軽量コンクリートの配合 | 407 |
| 第 2 章 | 軽量コンクリート建造物の設計 | 410 |
| 第 3 章 | 軽量骨材コンクリート建造物の経済性 | 414 |
| 第 4 章 | 軽量コンクリートの施工について | 416 |

緒 論

1. 序 論

コンクリートは、構造材料のうちで最も耐久性に優れ、一方鉄筋で補強された鉄筋コンクリートにおいては、一体的架構を容易に構成することができ、耐震性の上からも極めて有利な材料とされている。しかしながら、他の構造材料に較べると、強度に比して重量が大きく、これがコンクリートの最も大きい欠点でもある。もちろんコンクリートの重量の大きい点を利用する構造物も多く存在するので、必ずしも全てのコンクリートを軽量化する必要がないが、近年建造されるコンクリート構造物は超大型化の傾向があり、その自重を支えるために、補強用鋼材が増加し、また上部構が重くなるため基礎の補強も増大することなどを考えると、強度に比して重量の大きいことは敢えてコンクリートの欠点であると言わざるを得ない。従って、この欠点を克服するためには、部材断面を小さくして自重を軽減するか、あるいはコンクリート自体の比重を軽減することを考えなければならないのである。コンクリートの自重を軽減することによる利点は、長大径間の橋梁、超高層建築物の建造を可能ならしめるに止まらず、現場労務の軽減、施工期間の短縮を目的とするプレキャスト部材の重量を軽量化し、運搬、架設の面で利益があり、さらに地盤状態の悪い軟弱地盤における構造物の架設も可能となる。

コンクリートの自重を軽減するための方法としては、前述したように部材断面の縮小と、コンクリートの比重（単位容積重量）を軽減することであるが、部材断面を小さくするとそれだけ断面二次モーメントが小さくなり、たわみが大きくなることおよび力学的強度（曲げ耐力、せん断耐力）を大きく採れないなどの短所が現れてくる。すなわち、コンクリート構造物には最適の断面形状、寸法があって、それら以下にすることにはかなりの問題がある。コンクリート断面を減少させてその分だけ鉄筋で補強することも考えられるが、必ずしも鉄筋量を増やした分だけ耐力が増加するとは限らず、経済的見地からしても、コンクリート量を減らすよりも鉄筋量を増加することの方が不経済となる場合が多い。コンクリート部材断面を減少せしめることが可能な唯一の方法として、プレストレストコンクリートが考えられるが、この構造形式でも断面減少には自ずから限度がある。

コンクリートの比重（単位容積重量）を軽減する方法として、従来からコンクリート中

に無数の気泡を含ませること（ガスを発生する金属微粉，たとえばアルミ粉あるいは起泡剤の混入）が考えられてきた。この種発泡コンクリート（気泡コンクリート）の比重は0.5程度で，普通コンクリートの比重の1/5程度に減少できるが，その圧縮強度は10～50 kg/cm²程度で，強度の面で満足すべきものが得られず，構造用コンクリートとしては使用されていない。さらに骨材を軽量化することによってコンクリートの比重を効果的に軽減する試みが早くから行なわれてきた。たとえば，わが国においても天然火山礫やシンダーを用いて，普通コンクリートの比重の約半分のコンクリートが，主として建築物に利用されてきたが，これら骨材自身の強度は天然河川産骨材に比して極めて低く，このためコンクリートの諸強度も普通コンクリートよりもはるかに小さいものであった。また，これらの骨材は一般に多孔質で表面組織も極めて弱く，吸水率が大きく，粒形も角張っているため，コンクリートの練り混ぜ時骨材に吸水される水量も多く，コンクリートのワーカビリティや強度の管理が非常に困難である。従って断熱，防音など非構造用コンクリートとしては比較的有効に利用されているが，土木構造物などに使用される構造用コンクリートには不適當である。このように軽量でかつ高強度の骨材の出現は以前からの念願であったが，天然資源の中からこれを求めることは不可能に近く，必然的に人工骨材にたよらざるを得なかったのである。

この種高強度人工骨材の発端は，アメリカ人のStephan J. Haydeの発明によるが，Hayde氏は1917年にある種の粘土を高温で焼成すると，粘土中に小さい無数の気泡が生じて膨張することを利用して，強くて軽い小球（人工骨材）を試作することに成功した。もちろん小球の原料となる粘土には，高温加熱によって内部にガスを発生する成分を有し，かつ骨材の表皮にかなり密実なガラス層を形成するためには，粘土中に高温ではじめて熔融する粘土鉱物が存在していなければならない。このように原料としては成分的に種々の条件が必要であり，骨材の製造法にも種々のものが考案されているが，適當な原料，たとえば頁岩，粘土，スレート，フライアッシュなどを原料として製造された人工軽量骨材を用いれば，圧縮強度200～600 kg/cm²，単位容積重量が1.5～2.0 t/m³程度の構造用コンクリートが容易に得られるようになった。わが国で人工軽量骨材が考え出されたのは大正時代からであるが，最初は天然軽量骨材を改良してその欠点（主として吸水性能の改善と表面組織の改良）を補なうことが試みられたが十分な成果が得られなかった。現在欧米，とくにアメリカで広く実用化されているような人工軽量骨材の生産に関する研究が活潑に行なわれるようになったのは1960年頃からであって，それ以

後、生産方式の改良、骨材の性質、軽量コンクリートの諸性質などに関する研究が盛んに行なわれるとともに、実際の施工によって多くの資料を集めることが試みられた。現在わが国で製造され、市販されている人工軽量骨材は6種類で、年間推定50万トン、コンクリートで約17～20万 m^3 の需要となっている（1966～1967年の推定）。このように、ここ数年の間に人工軽量骨材に関する関心が非常に高まったのは、高強度のコンクリートが得られるようになり、構造物の大型化に効果的に対処し、利用できる材料であることが認識されたこと、土木構造物における軽量化の意義（死荷重の軽減に伴ない、スパンの増大または桁高の減少が可能となり、空間の有効な利用と橋脚本数の減少、基礎工の簡素化などによる経済的、社会的効果が顕著であること）が次々に認識されてきたこと、社会経済上の要求によって以前ではほとんど顧みられなかったような地盤条件の悪い地点における構造物架設の要求、さらに天然産普通骨材の産出量が減少の一途をたどっていることなどが、大きな要因となっているのである。

人工軽量骨材は普通天然骨材と異なった性質を有しているため、それらを用いたコンクリートの性質も当然普通コンクリートと異なる。従ってこの種人工骨材を用いたコンクリートを効果的に利用するためには、骨材そのものの性質を十分に把握するとともに、コンクリートの諸性質をも十分に認識しておくことが極めて重要である。

本研究は、この種人工軽量骨材コンクリートの各種特性を検討するとともに、実際構造物に利用するに当たっての、コンクリートの配合設計上の問題点、構造物設計上の問題点などについて、実験的に考察を行なったものをまとめたものである。

以下本論文の各編の内容について簡単に述べる。

2. 本論文の概要

本論文は、人工軽量骨材および軽量コンクリートの諸特性、軽量コンクリート構造物の設計上の問題点などについて論じたもので、全部で8編から成り、それら各編の概要について述べるとおおよそのとおりである。

オ1編概論においては、人工軽量骨材の一般的性質として、軽量骨材の分類、人工軽量骨材の発泡機構、製造法、各種骨材の特性について述べ、さらに現在までに得られた軽量

コンクリートの各種特性について概説的に論じ、本論文展開の糸口とする。

オ2編，人工軽量骨材の吸水特性に関する研究，においては，軽量コンクリートの配合設計や練り混ぜにおいて問題となる人工軽量骨材の吸水特性について論ずる。すなわち，新たに考案，試作した瞬間吸水率の測定装置とその方法，瞬間吸水と置換吸水とに分けて考えた場合の，各種人工軽量骨材の吸水特性，絶乾あるいは気乾状態の骨材を用いた場合の補正水量の問題，コンクリート中における骨材の吸水特性などに関する実験結果について詳述する。

オ3編，人工軽量骨材コンクリートの配合設計に関する基礎的研究，においては，先ずオ1章で人工軽量骨材を用いたコンクリートの配合設計における問題点を取り上げ，現在における軽量コンクリートの配合設計の考え方を簡単に概説し，オ2章以下に現在市販されている人工軽量骨材のうちから代表的な二銘柄（造粒型と非造粒型）を選び，配合設計を実施するに当たってとくに影響の著しいと考えられる要因，すなわち，まだ固まらないコンクリートのコンシステンシー（スランプ），単位水量，細骨材の粒度（F.M.），細骨材率（ s/a ），連行空気量などを選び，これらの相互の関係について実験的に考察した結果について詳述する。オ7章においては，これらの結果をもとにして，配合修正値の私案を提示したが，この修正値はかなりの精度を有し，実際の配合設計において有効に利用されている。

オ4編，人工軽量骨材コンクリートの諸性質に関する研究，においては，現在市販されている人工軽量骨材のうち，任意に3銘柄（造粒型1種類：細粗骨材とも，非造粒型2種類：うち1種類は細粗骨材とも，他は粗骨材のみ）を選び，次に述べるような配合のコンクリートに対して種々の特性試験を行なった結果について詳述する。すなわち，コンクリートの配合条件は，セメント量を3～5種類，粗骨材には3種類の軽量骨材，細骨材にはそれぞれ同一銘柄の軽量骨材および天然普通骨材を使用し，さらにAEコンクリートとnon AEコンクリートをそれぞれ組み合わせ合計36種類のコンクリートに対して，まだ固まらないコンクリートの同一コンシステンシー（スランプ），空気量を得るに要する単位水量， s/a ，AE剤添加量，単位容積重量などの考察，硬ったコンクリートの強度特性および諸強度と水セメント比あるいは空げき比との関係，静弾性係数，乾燥収縮，凍結融解に対する抵抗性などの軽量コンクリートの諸特性について実験的に考察を加える。

オ5編，人工軽量骨材コンクリートのクリープに関する研究，においては，まずオ1章で内外の研究者が現在までに発表した軽量コンクリートのクリープおよび乾燥収縮に関す

る研究結果の概要を紹介し、オ2章以下では粗骨材に軽量骨材、細骨材に天然普通骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮およびクリープ (Exp. I.) , 細粗骨材とも軽量骨材を用いたコンクリートのクリープ (Exp. II.) と内容を2つに大別して、実験的に軽量コンクリートの弾塑性的性質を検討した結果について詳述する。とくにExp. II. においては、クリープ試験を圧縮、引張、曲げの3種類の応力状態について行ない、それぞれのクリープの特性および各クリープ間の相違点、環境条件（とくに湿度の影響）のクリープに与える影響、クリープひずみの成分、力学模型による考察、載荷時材令のクリープに与える影響、模型化したコンクリートのクリープに対する考察など広範囲にわたる実験について論ずる。

オ6編、人工軽量骨材鉄筋コンクリートの設計に関する基礎的研究、においては、オ1章で人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート構造物を設計するに当たって考慮されなければならない問題点について概説的に述べ、オ2章以下では、普通および軽量鉄筋コンクリート矩形はりの種々の力学的特性、すなわち曲げひびわれ耐力、曲げ破壊耐力、せん断耐力、たわみなどを検討するために行なった試験とその結果について詳述する。さらに各章においては、得られた結果をもとにして軽量鉄筋コンクリート部材の設計においてとくに注意しなければならない問題点についての考察を行なう。

オ7編、人工軽量骨材を用いたプレストレストコンクリートの設計に関する基礎的研究においては、まずオ1章、概説、で許容応力度、弾塑性的性質、疲労特性など軽量プレストレストコンクリート構造物設計上の問題点をとり上げ、オ2章においては造粒型軽量骨材を用いたボストテンショニング方式による小型PCはりのひびわれ耐力、破壊耐力についての実験結果とその考察を、オ3章では4種類の骨材（普通および3種類の軽量骨材）を用いたプレテンショニング方式によるPC桁の載荷試験を実施し、それより得られたプレストレス導入時における桁の挙動、曲げ載荷によるひびわれおよび破壊耐力、たわみの性状、せん断試験による斜めひびわれ耐力、破壊耐力などの特性について論及する。さらにオ4章においては、得られた結果をもとにしてPC構造物設計上の注意事項、今後の検討事項などについて詳述し結論とする。

オ8編、結論、においては、以上各編、各章における研究結果から得られた考察の結果を要約し、さらに各編でふれなかった施工上の問題点、軽量コンクリートの経済性の問題などについても簡単に述べ総合的な結論を導くことにする。

第 1 編 概 論

1. 軽 量 骨 材 の 種 類

軽量骨材の種類は非常に多いが、これを分類すると表 1.1 のようになる。

表-1.1 軽 量 骨 材 の 分 類

| | | | | |
|------|---|-------------|------------------------|---------------------------------------------|
| 軽量骨材 | { | (1)天然軽量骨材 | ： 火山礫，たとえば浅間，榛名，大島火山礫等 | |
| | | (2)改 良 骨 材 | ： 天然軽量骨材を加工して改良したもの | |
| | | (3)工業 副 産 物 | ： 石炭ガラ，膨張スラッグ等 | |
| | | (4)人工軽量骨材 | { | 非構造用 { 焼成ケイソウ土，膨張ヒル石，膨張真珠岩， 膨張黒曜石，膨張合成樹脂 |
| | | | { | 構 造 用 { 膨張頁岩，膨張粘土，膨張スレート， 焼成フライアッシュ |

本論文で取扱う軽量骨材は構造用人工軽量骨材のみであるので，上記の分類によれば(4)の構造用に相当するものである。なお，(3)の工業副産物のうち製鉄所の高炉から出るスラッグは，適量の水で冷却すると多孔質の物質となり，これを粒度調整してコンクリート用骨材として用いることができる。しかし現在採られているような製法では，粒形のよい骨材が得られないこと，吸水率が大であることなどのためコンクリート用骨材としては不適で，そのため本格的な生産は行なわれていない。

表-1.2 構造用人工軽量骨材の粒形による分類

| | |
|-----------|-----------------------------|
| 構造用人工軽量骨材 | 造 粒 型 (Pelletized type) |
| | 非造粒型 (Coated or Round type) |
| | 破 碎 型 (Crushed type) |

膨張（焼成）骨材は，頁岩，粘土など加熱すると膨張する性質を有する岩石を破碎後ふるい分けをするか，または粉碎後造粒して，回転窯またはたて窯で1100～1300°Cの高温で焼成して得られる。表-1.2に示すように，このようにして製造された骨材は造粒型またはペレタイズドタイプ (pelletized type)，非造粒型またはコーテッドタイプ (coated type) および破碎型 (crushed type) の3つに分類すること

ができる。

また焼成フライアッシュは、フライアッシュに粘土を粘結材として適量混合し、造粒した後回転窯で焼成したものである。

粘土、頁岩、フライアッシュなどを主原料とした人工軽量骨材は、天然軽量骨材や改良骨材などに比して比重はやや大きい、吸水率は極めて小さく、堅硬でかつ粒形も優れたものが得られ、構造用軽量骨材としては最も優れている。これら骨材の膨張機構および製造法については次章以下で詳述する。

2. 人工軽量骨材の発泡機構

軽量骨材の製造において最も重要なメカニズムである発泡機構に関する研究は、1948年および1950年におけるJ. E. ConleyとH. Wilsonら¹⁾の共同研究およびC. M. Riley²⁾による系統的な研究が最初である。それ以前には、軽量骨材の製造を目的としてではなく、レンガ、陶磁器の製造に際して粘土の発泡を防止するために研究が行なわれていたようである。

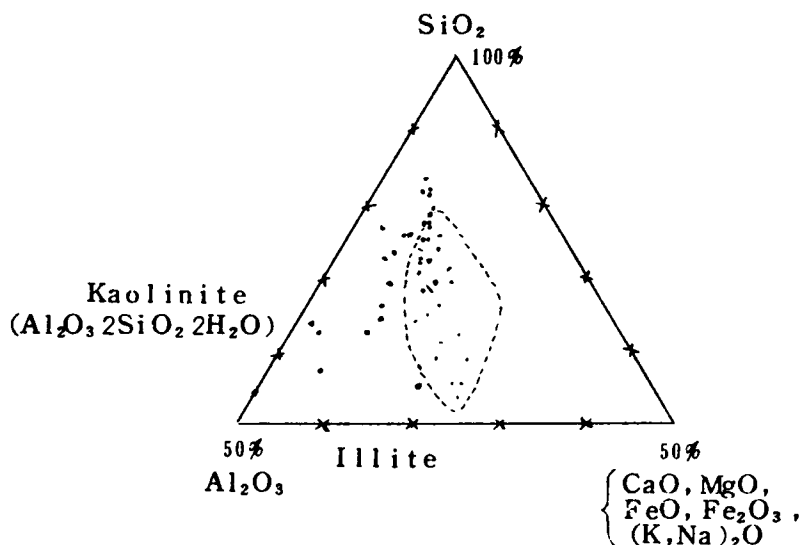
近年、粘土の発泡機構に関する研究が種々行なわれているが、研究者達の一致した見解は、軽量骨材の発泡には以下に述べる2条件が満足されなければならないとされている。

(i)原料が加熱された状態において、骨材内部から放出されるガスを封じ込めておくことができる程度の粘稠なガラス質相を生成する。

(ii)高温で粘稠なガラス質相が生成された後に、ガスを放出する物質を原料中に含有する。

換言すれば、たとえ原料中にガス発生物質を含んでいても、ガスを放出する温度まで原料を加熱したとき、ガスを封じ込めておくだけの粘稠なガラス質相を生成しなければ、発生したガスは大気中に放出してしまうので発泡しない。また、原料が粘稠なガラス質相を生成したとしても、ガス発生物質の分解温度がそれ以上に高温であったり、ガス発生物質を含有しなければ発泡は起らない。

Rileyは、軽量骨材が通常採られている焼成温度である1000～1300°Cの範囲において、発泡を起し易い原料の化学組成が図-1.1に示すようなシリカ(SiO_2)、アルミナ(Al_2O_3)、その他の成分(CaO , MgO , FeO , Fe_2O_3 , $(\text{K}, \text{Na})_2\text{O}$)の3成



図－1.1 軽量骨材の発泡しやすい化学成分の範囲

分系の点線で囲まれた領域であることを実験によって明らかにした。しかし条件(i)で示したような軽量骨材原料中のガス発生物質は、一体何であるかという点に関しては研究者によって種々の見解が述べられているが今のところ定説はない。

Riley らは、原料中に含まれる炭酸塩が一度分解し CO_2 を発生するが、これが原料中の他の成分と再結合し K_2CO_3 (炭酸カリ) やカンクリナイトグループ ($3\text{K}_2\text{Al}_2 \cdot \text{Si}_2\text{O}_8 \cdot \text{CaCO}_3$) のような高温まで安定な相を形成し、高温でガスを発生することを確認した。また、Everhart³⁾ らによれば、原料が焼成された時に表面と内部に温度差が生じ表面は熔融しガラス質相を生ずるが、内部は温度が低いため未分解の発泡物質たとえば炭酸塩類が残存し、これがガスを発生し発泡するとしている。さらに、爾見氏^{4) 5)} らは原料中に存在する Fe_2O_3 (酸化オ 2 鉄) が高温で解離し、 FeO および O_2 を発生するが、この酸素がガラス相に溶解しガラス構造中に核を形成するとか、ガラスと共存状態で Fe_2O_3 の分解速度が促進されるなどによって発泡するとしている。その他近藤氏⁶⁾ によれば、高温でガスを発生する鉱物としてモンモリロナイト、ゼオライト、黒鉛等を挙げ、原料が高温に保たれた場合に生ずる液相の高粘性によって、ガス発生物質から生ずるガスの圧力が増大し発泡が高温で行なわれることを示した。以上のべたように現状では軽量骨材の焼成過程における発泡機構は完全に解明されていない。

実際に回転窯で膨張粘土、頁岩等の原料を焼成し発泡させる場合、同じ原料を用いても焼成方法(温度、温度勾配)によっては、発泡の状況が相当変化し得られた骨材の比重も

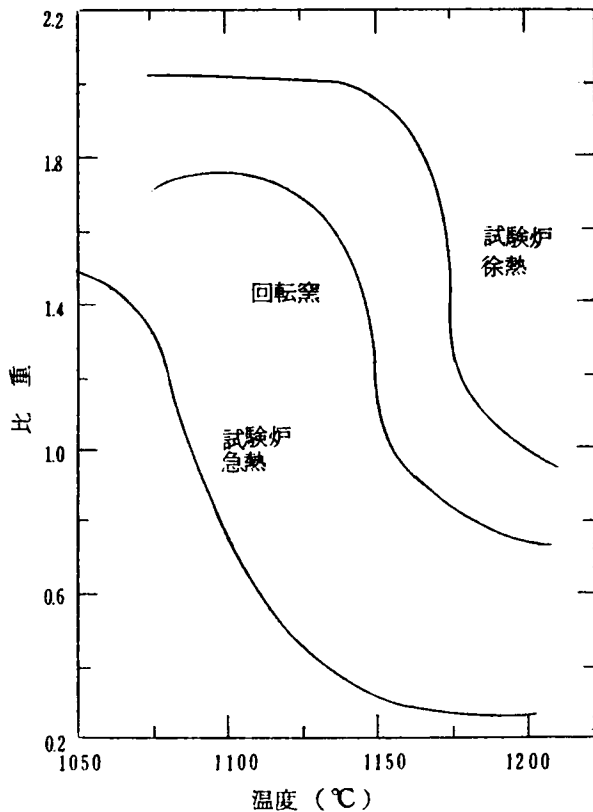


図-1.2 焼成温度，加熱速度と比重との関係

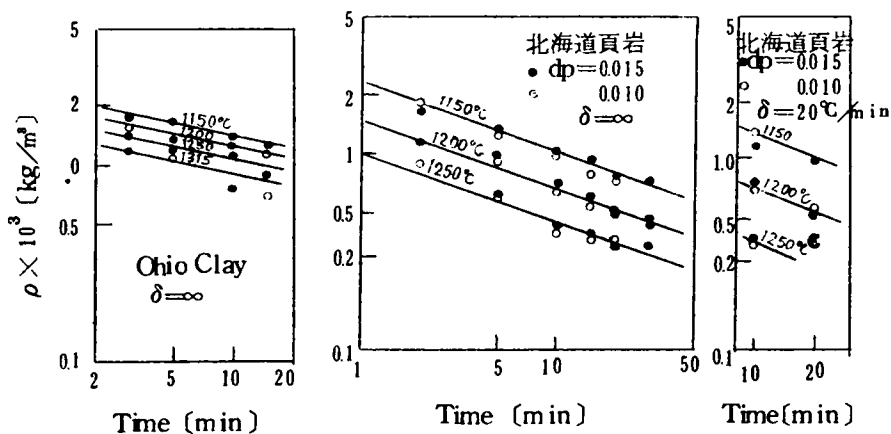


図-1.3 焼成温度，昇温速度と比重の関係
(δ : 加熱速度 $^{\circ}\text{C}/\text{min}$, dp 粒寸法 m)

異なることが知られている。このことは発泡の速度論的な解明を必要とすることを示すものである。Klinefelter⁷⁾が粘土を原料として行った実験で得た焼成速度と骨材の比重との関係を図-1.2に示すが、発泡温度は徐熱の場合急速加熱より高温側にずれ、しかも比重は軽くなりにくいことを示し、一般の回転窯においては徐熱と急速加熱の中間にあることを示している。また外山氏⁸⁾は、軽量骨材の焼成速度式を化学工学的方法により求め、次式が軽量骨材の焼成速度式としてよく一致することをEverhart, 北海道開発庁⁹⁾らの実験結果を用いて説明している(図-1.3)。

$$\rho = A \exp [K/T'] \times \theta^{-n} \quad (1.1)$$

ここで、 ρ ：軽量骨材の比重、 T' ：焼成温度(絶対温度)

θ ：焼成時間 A, n, K ：実験定数(表-1.3)

表-1.3 実験定数 n, A, K の値 (δ ：加熱速度 $^{\circ}\text{C}/\text{min}$)

| Everhart | 北海道開発庁 | | |
|-------------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| | $\delta = \infty$ | $\delta = 20$ | $\delta = 10$ |
| n 0.22 | 0.34 | 0.40 | 0.40 |
| A $2.5 \cdot 10^{-2}$ | $0.3 \cdot 10^{-6}$ | $2.7 \cdot 10^{-9}$ | $2.8 \cdot 10^{-10}$ |
| K $0.65 \cdot 10^4$ | $1.8 \cdot 10^4$ | $3.0 \cdot 10^4$ | $3.3 \cdot 10^4$ |

いずれにしても軽量骨材の発泡機構および焼成の動的な解明によって、原料組成の変動にわずらわされずに高品質の骨材が製造されることが可能となると考えられる。

3. 人工軽量骨材の製造法

現在わが国で製造され、市販されている人工軽量骨材は、膨張頁岩、粘土およびフライアッシュを主原料としたもので、その品質は全て構造用に使用できる高強度コンクリートが得られる。これら骨材は通常その製造方法によって表1.2のように3種類に分類されている。

この3種類のうち、破碎型の人工軽量骨材はコンクリートの施工性、強度その他の物理

的性質が他の2種の骨材に比して劣るため、現在わが国では生産されていない。以下これら3種類の人工軽量骨材の製造方法について説明する。

(i) 造粒型 (Pelletized type)

この種の骨材は、原料（膨張粘土、頁岩、フライアッシュなど）を調合し粗砕後さらにボールミルのような粉砕機で微粉砕し、得られた粉末原料に水またはパルプ排液等を添加した溶液を加えながら造粒機

(Pelletizer) によって造粒する。造粒物の粒度分布の調整は、この造粒機の回転数、傾斜などをコントロールすることによって行なわれる。造粒物は予熱機を通して回転窯に投入され、1100～1300℃の高温で焼成されて液相とガスを生成する。そして骨材内部は多孔質となると同時に表面は溶融してガラス相を形成し、通常非造粒型骨材のそれと同程度あるいはそれ以上に密で硬度の高い表面殻を造る。焼成された骨材は適当な熱交換機で冷却され、粒度調整を再び行なって製品となる。製造工程の概略を図-1.4に示す。

造粒型骨材の製造上の特徴は、原料を微粉砕する工程が入るので原鉱石の鉱床が非造粒型の場合ほど均一でなくてもよいばかりでなく、種々の異なった原料を調合する

ことによって骨材強度、比重などを容易にコントロールできる点にある。しかし、非造粒型に比して窯投入までに調合、粉砕、造粒の3工程が増え、製造工程が複雑となることを免がれることはできない。

造粒型骨材の製造方法では、焼成工程に関する種々の特許が公告されていることから考えても、回転窯による焼成工程には種々の技術的な問題を含んでいるようである。回転窯

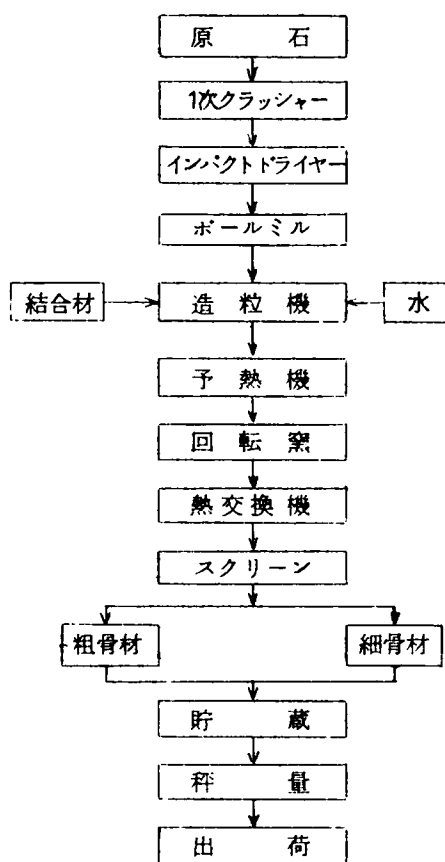


図-1.4 造粒型骨材の製造工程

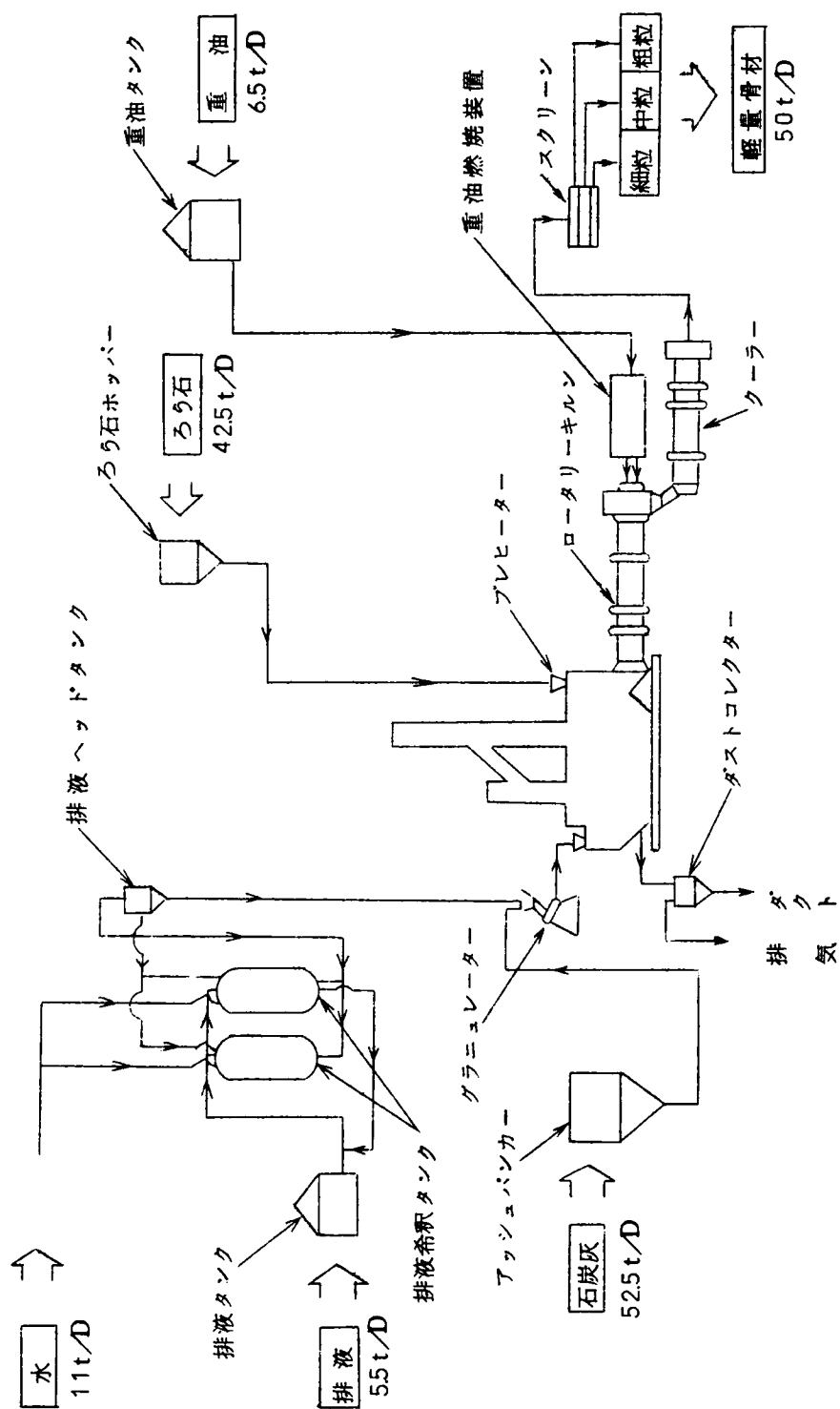


図-1.5 高強度軽量骨材の製造工程図

に投入される造粒物は、非造粒型の場合のような原石の粗砕物とは異なり非常に軟かくかつ強度の低いものであり、さらに予熱機または窯内で水分を蒸発すると一層崩れやすくなる。回転窯の焼成帯で $1100 \sim 1300^{\circ}\text{C}$ の高温に達するまで加熱されると、造粒物相互がその表面に形成したガラス相によって溶着しやすくなる。このような問題を解決する方法として、造粒時に添加する水にバインダーを混入する方法、たとえば特許オ288697号¹⁰⁾に公告されているようにパルプ排液を用いることがある。また、焼成帯での造粒物相互の溶着防止については、造粒物とともに高耐火性粉末を混入して溶着を防止しながら焼成する方法、たとえば特許オ288697号および特公42-8630¹¹⁾に示されているような方法が考案されている。前者は、図-1.5に示すように予熱機から回転窯に造粒物が投入される個所で、溶着

防止用高耐火性粉末（ロウ石）が混入される。後者は、図-1.6に示すように2段の回転窯で焼成し、両回転窯の中間で1段目の回転窯内において発生した造粒物原料の微粉をフルイ分けし

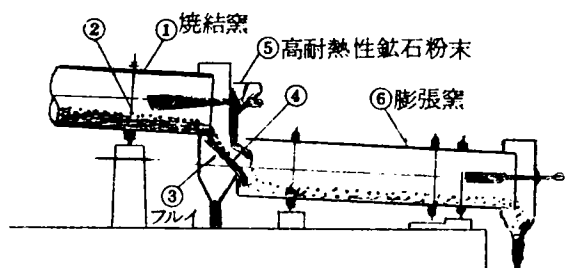


図-1.6 高強度軽量骨材の製造装置

て、さらに2段目の回転窯の入口で焼結した造粒物に高耐火性鉬石粉末を混入し溶着を防止している。

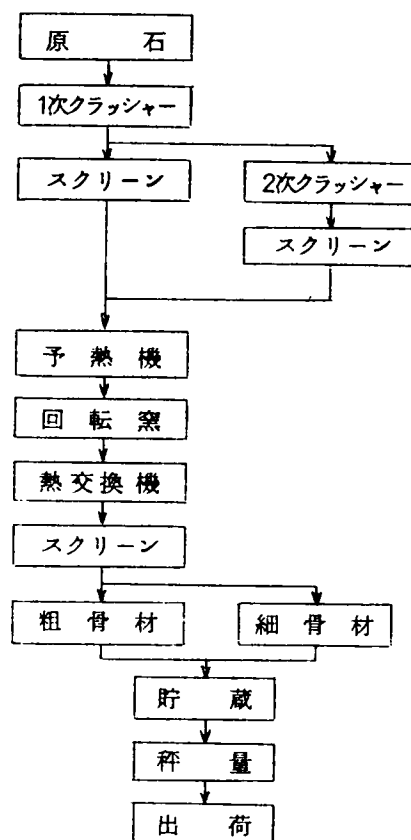
このように造粒型骨材の製造は、原料工程の複雑さおよび焼成工程における種々の技術的問題があるにもかかわらず、その製品は原料品質の変動にほとんど左右されないことと高強度の製品が得られることなどのため、わが国においても早くから研究が進められ、今日においては人工軽量骨材の有力な製造方法の1つになっている。

(ii) 非造粒型 (Coated or Round Type)

この種骨材は、原料の膨張頁岩（鮮新世層より中新世層の泥質層が膨張性に富むといわれている）または粘土を粗砕機で $20 \sim 5\text{mm}$ および 5mm 以下に粗砕し、フルイ分けして粒度調整したのち $20 \sim 5\text{mm}$ と 5mm 以下の原料を別々に予熱機を通して回転窯に入れて焼成する。窯中の原料は、窯の回転と傾斜によってカスケージング運動を行ない窯出口に向かって進み焼成帯に達する。焼成帯に達した原料は $1000 \sim 1100^{\circ}\text{C}$ の高温に曝

されることによって液相とガスを生成し、発泡することによって原料内部には多数の微細な空隙を有する組織となるが、骨材表面は焼結してガラス相を伴った高密度で強度の高い表面殻を形成する。焼成された原料は適当な熱交換機を通り冷却され、粒度調整を行なって製品となる。非造粒型骨材の製造方法の概略を図－1.7に示す。

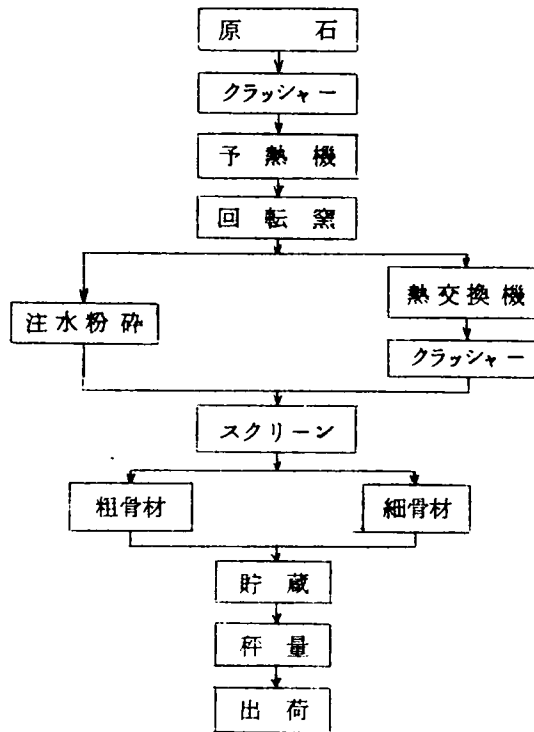
非造粒型骨材の製造上の特徴は、原料粘土または頁岩を粗砕したまゝ回転窯で焼成することができるので、製造工程を単純化でき製品の粒度分布の管理調整が比較的容易である。その反面、原料を粗砕し粒度調整後そのまま焼成されるため、原料成分の変動がそのまま製品の品質の変動となって現われる。従って品位の高い原料が要求されることになり、均質で埋蔵量の多い粘土または頁岩鉱床を確保しなければならない。



図－1.7 非造粒型骨材の製造工程

(ii) 破碎型 (Crushed type)

破碎型骨材の製造方法は、図－1.8にその概略を示すように、原石（膨張粘土、頁岩等）を塊状に粗砕し、予熱機を通して回転窯に投入する。回転窯においては、これら原石は1000～1100℃で焼成され発泡するが、非造粒型や造粒型に比して発泡した原料は塊状であるため、回転窯の出口で注水によって粗砕されるかあるいは熱交換機出口で粗砕され、粒度調整を行なって製品となる。骨材は焼成後に粗砕されるため碎石状の鋭利なエッジを有し、しかも骨材表面には表面殻を有しないことなどのため、コンクリートに使用した場合、強度、耐久性、施工性の面で前二者（造粒型と非造粒型）よりも相当劣る。しかし製造方法が極めて簡単であり、原石に均一なものが得られれば、かなり品質の良い骨



図－1.8 破碎型骨材の製造工程

材が得られるなどの理由で、欧米においてはかなり歴史の古い人工軽量骨材である。

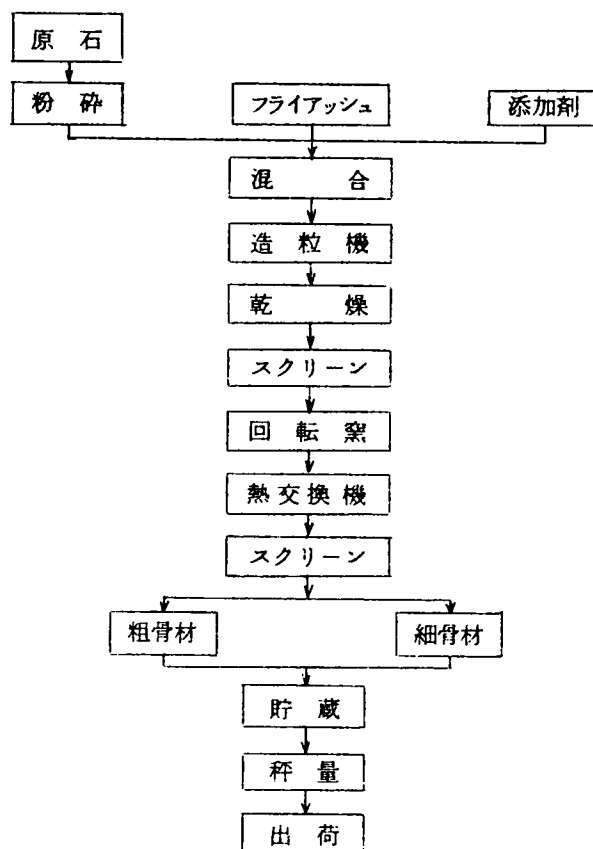
(iv) 膨張粘土および膨張フライアッシュ

1) 膨張粘土 (Expanded Clay)

製造方法は、造粒型骨材を製造する際に用いられるペレタイザーは用いられず、例えばこの種骨材の代表的製品であるデンマークのレカ (Leca) は、細長いウドン状のものを切断する方法を、ソ連のケラミジット (KEPAM3ИТО) は穴のあいた2つのロールの間を通してながら押し出し10～15mmのシリンダー状の粒を造る方法を採用している。なお焼成にはいずれも回転窯を用いている。

2) 膨張フライアッシュ (Expanded Fly Ash)

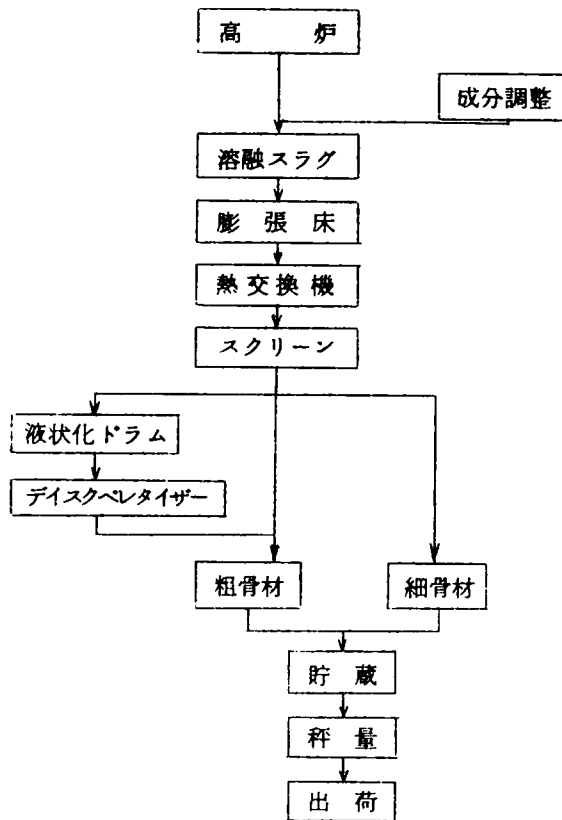
膨張フライアッシュは、フライアッシュに粘結材として主に粘土、頁岩粉碎物を混合し、さらに結合材としてリグニン系の混和剤を添加して、造粒後焼成されるものが多い (図－1.9)。



図－1.9 膨張フライアッシュ製造工程

(v) 膨張スラグ (Expanded Slag)¹²⁾

膨張スラグの製法としては、ピットに溶解スラグを流し込み、水、水蒸気、空気を吹きつけるピット法 (Kinney-Osborne法, Brosius法, Cold Well法), 水を入れた膨張床にスラグを流し込んで底部から水を噴射するMarcel-Gallai-Hatchard法 あるいは膨張床にスラグを流し込んで、床上にあるノズルから水を噴射させてスラグを膨張させ、膨張過程の終りに床から水を除去するRheinhausen法 などがあるが、いずれも熔融スラグに適当量の水を作用させると急激に水蒸気が発生し、スラグが膨張するという原理に基づいている。それらの製造工程図を図－1.10に示す。



図－1.10 膨張スラグ骨材の製造工程図

(vi) その他の骨材の製造法

(1) 膨張スレート (Expanded Slate)

原料はスレートで製法は Crushed type とほとんど同じである。骨材強度は相当高いが、骨材の形状が角張っているためコンクリートの施工性が若干劣り、現場打ちコンクリートには不適である。

(2) 膨張ボタ

産炭地域振興の一策として、今まで徒に放置されていたボタを軽量骨材の原料として活用せんとする試みがなされている。製造法はボタを水選、浮遊選別して低品位炭、スライム、ボタに分離し、その中スライムとボタを原料として用いる。これらを別々に乾燥粉碎し、混合した後造粒する。造粒後の製造工程は造粒型骨材の場合と同様である。この製造法とは別に、シンダーバンドを用いる方法があり、ボタ中に含まれる低品位炭を助焼材と

して使用するので、選別、混合、造粒の工程をはぶくことができ生産コストは低くなるが、骨材の品質はよくない。

4. 人工軽量骨材の一般的性質

(1) 骨材の強度

骨材強度を直接測定する十分優れた方法は、現在の所ないが、粗骨材強度を測定する方法としてB. S.規格¹³⁾や米国開拓局¹⁴⁾の試験方法が比較的多く用いられている。この試験方法は鋼製シリンダー内に骨材を詰めて、プランジャーで圧縮し、プランジャーの圧力とプランジャーの変位との関係あるいは破砕された骨材量との関係、一定の破砕値に達するときのプランジャーの圧力などによって骨材の強さを推定するものである。

(B. S. : 40 t の圧縮時における破砕値 , または 10 % の破砕値に達するときの荷重 (t)
 米国開拓局 : プランジャーの変位が 25 mm に達するときの圧縮応力 (kg/cm²))

爾見ら¹⁵⁾は、プランジャー試験法によって種々の骨材の強度を測定した (表-1.4) が、これによると人工軽量骨材は川砂利と天然軽量骨材との中間の強度を有していることになる。

表-1.4 プランジャー法による骨材破砕値

| 破 砕 値 | 川砂利 | 人工軽量骨材 | 火山レキ |
|------------|-------|--------|------|
| 10%破砕値 (t) | 20~35 | 8~13 | 3~5 |
| 40t破砕値 (%) | 11~20 | 33~41 | — |

(2) 比重

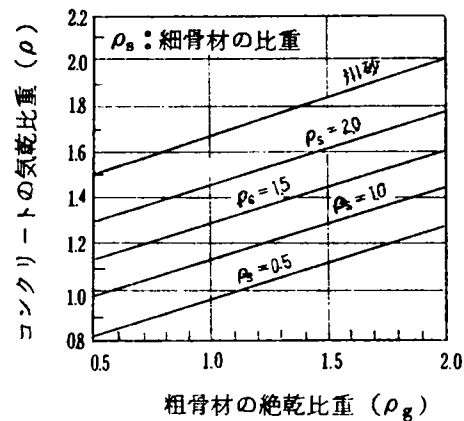
人工軽量骨材の比重には、絶乾比重と表乾比重とがあり、前者は絶対乾燥状態の骨材重量を見掛け容積で割ったものであり、後者は表面乾燥状態の骨材重量を見掛け容積で割ったものである。しかし、骨材の種類によって吸水速度が異なるので、厳密な表乾状態の骨材をうることが困難であって、骨材の品質を示すのに適当でない。従って骨材の品質を示すには一般には絶乾比重が用いられる場合が多い。骨材の比重とコンクリートの性状との

間には次に述べるような関係が存在することが認められている。

軟練りコンクリートでは、骨材が軽すぎると浮き上って分離を起し易く、吸水率が小さいもの、粒形が球に近く、骨材表面が滑らかなものほどその傾向が大である。

骨材の絶乾比重が小さければ、コンクリートの比重を小さくすることができる（図－1.11）¹⁶⁾が、圧縮強度、静弾性係数などの力学的性質が劣ることになる。

普通骨材の比重と人工軽量骨材の比重との著しい相違は、前者は粒径によって比重はほとんど変化しないのに対して、後者は粒径が小さくなるに従って比重が大きくなることである。この現象は、コンクリートの凍解に対する抵抗性あるいは骨材の分離に対する抵抗性、さらに強度などに大きな影響を及ぼすことが予想されている。



図－1.11 骨材の絶乾比重とコンクリートの気乾比重との関係

表－1.5 各種骨材*の絶乾比重のバラツキ

| 骨 材 種 別 | 川砂利 | 榛 名 火山れき | 大 島 火山れき | メサライト | セイライト | ビルトン | ジョー ライト |
|-------------|-------|-------------|-------------|-------|-------|-------|------------|
| 絶 乾 比 重 の | 2.580 | 1.123 | 1.508 | 1.150 | 1.110 | 1.395 | 1.316 |
| 平 均 値 (m) | 2.557 | 1.146 | 1.463 | 1.104 | 1.219 | 1.303 | 1.373 |
| 絶 乾 比 重 の | 0.077 | 0.167 | 0.235 | 0.152 | 0.198 | 0.210 | 0.217 |
| 標 準 偏 差 (σ) | 0.114 | 0.145 | 0.214 | 0.158 | 0.241 | 0.152 | 0.152 |
| 1.28σ | 0.099 | 0.214 | 0.301 | 0.195 | 0.253 | 0.269 | 0.278 |
| | 0.148 | 0.186 | 0.274 | 0.202 | 0.309 | 0.195 | 0.195 |
| m - 1.28σ** | 2.481 | 0.909 | 1.207 | 0.955 | 0.857 | 1.126 | 1.038 |
| | 2.409 | 0.960 | 1.189 | 0.902 | 0.910 | 1.108 | 1.178 |

* 上段は 20～10 mm，下段は 10～5 mm の粒に対する値

** 絶乾比重がこの値より小さいものがちょうど 10%/wt あることを示す。すなわち吸水率を無視すればこの値がより小さいと浮粒は 10%/wt をこえる。

人工軽量骨材の絶乾比重のばらつきは、平均比重に対して $\pm 0.3 \sim 0.4$ の範囲にあり¹⁶⁾、また各粒の標準偏差は $0.15 \sim 0.2$ 程度である¹⁷⁾ (表-1.5)。このような骨材粒の比重のバラツキを考えると、絶乾比重が 1.0 以下の粒がほとんどないようにするためには、平均比重を $1.3 \sim 1.4$ 程度に、また比重 1.0 以下の粒の含有率を 10% 以下にするためには、平均比重を $1.2 \sim 1.25$ 程度にする必要があるとされている。¹⁶⁾

(3) 浮粒率

浮粒率は、人工軽量骨材の品質の不均一性を確かめる一方法であるばかりでなく、水に浮遊するような骨材の絶乾比重は 1.0 よりも小さいから、コンクリートに使用した場合、強度、耐久性を低下させ、さらにコンクリートの打込み、締固めなどの際に骨材がコンクリート上部に浮き上がり、表面仕上げが困難となりその部分の強度を低下させるおそれがある (図-1.12,¹⁸⁾ 表-1.6)。表-1.6より、コンクリートの圧縮強度の低下率を 10% 以下にするためには、浮粒率を 10% 以下におさえればよいことがわかる。

(4) 吸水率

人工軽量骨材の吸水率は、普通骨材のそれよりも大であるが、天然軽量骨材に比べると著しく小さい。骨材の吸水は、吸水率の大きさよりもむしろ使用せんとする骨材の吸水率の変動が小さいこと、および吸水速度が問題となる。吸水率の変動が大きいと、コンクリートの練り混ぜおよび硬化コンクリートの性質に悪影響をおよぼし、吸水速度については、たとえ吸水率が大きくても水に接すると直ちに吸水し、その後の吸水が非常に少ないような骨材を用いれば、配合管理や強度管理が比

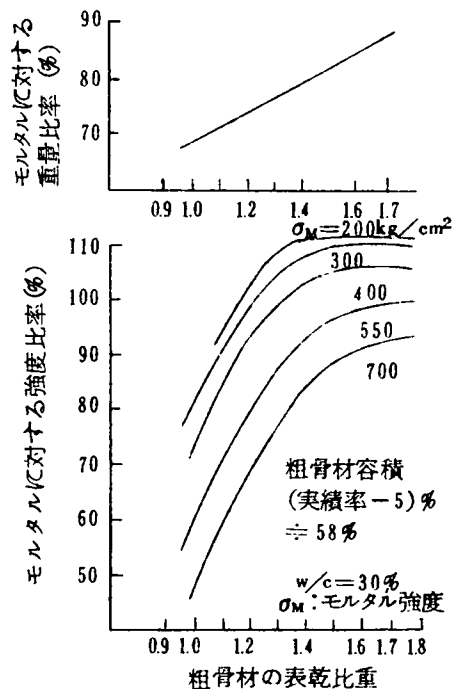


図-1.12 軽量骨材の比重とコンクリートの強度、単位重量との関係

表－1.6 浮粒率がコンクリートの強度におよぼす影響

| 粗骨材の配合（絶対容積比％） | | | | 28 日 強 度 | |
|----------------|-------|-------|------|----------------------------------|------------------------------------|
| 浮 粒 | 非 浮 粒 | | | 圧 縮 強 度 (kg/cm ²) | 引 張 り 強 度 (kg/cm ²) |
| 20～15mm | 20～15 | 15～10 | 10～5 | | |
| 0 | 50 | 25 | 25 | 417 (1.00) | 29.9 (1.00) |
| 5 | 45 | 25 | 25 | 400 (0.96) | 27.3 (0.91) |
| 10 | 40 | 25 | 25 | 377 (0.90) | 26.9 (0.90) |
| 20 | 30 | 25 | 25 | 338 (0.81) | 24.3 (0.81) |
| 50 | 0 | 25 | 25 | 323 (0.77) | 24.3 (0.81) |

備考 コンクリートの配合：粗骨材最大寸法＝20mm，C＝450kg，W＝171kg，
W/C＝3.8％，s/a＝38.5％，スランプ＝約5cm

細骨材は川砂使用

粗骨材の表乾比重（24h）：浮粒（20～15）0.95，非浮粒（20～15）1.35，
（15～10）1.14，（10～5）1.40

浮粒と非浮粒とは，土木学会規準「浮粒率試験方法」によって区分した。

較的容易に行なわれる。その他軽量骨材の吸水特性については，才2編の概説で詳述する。

(5)耐久性および不純物

人工軽量骨材の耐久性は，JISA 1122（骨材の安定性試験方法）によって試験することになっているが，現在市販されている人工軽量骨材の強熱減量は1～5％の範囲にあり，十分耐久的であるといえる。しかしこれら骨材を用いたコンクリートの凍解に対する抵抗性は，必ずしも上記試験結果と一致するものではなく，一般に普通骨材コンクリートよりも劣ることが認められている。

不純物は，普通骨材と同様に考えてもよいが，とくに強熱減量は骨材が完全に焼成されていない場合の規制のため重要で，一般に強熱減量は5％以下と規定されている。人工軽量骨材は，製造および貯蔵の管理が十分行なわれているので，普通骨材の場合ほど不純物の含有の機会が少ない。

(6)実積率

人工軽量骨材は粒形が極めて良好で，とくに造粒型の骨材は川砂利よりも丸く，理想的な形状を呈している。表－1.7には単位容積重量および実積率の測定値を示すが，実積率

表-1.7 人工軽量骨材の単位容積重量・実積率

| 種 類 | | 粒大 (mm) | f.m. | 絶乾 比重 | 単位容積重量 (kg/l) | | 実 積 率 | |
|-------------|--------|------------|------|----------|---------------|-------|-------|-------|
| | | | | | 軽詰 | ジッキング | 軽詰 | ジッキング |
| 粗 骨 材 | メサライト | 15 | 6.35 | 1.32 | 0.72 | 0.79 | 55 | 60 |
| | セイライト | 15 | 6.43 | 1.15 | — | 0.69 | — | 60 |
| | ライオナイト | 20 | 6.54 | 1.39 | — | 0.89 | — | 64 |
| | ビルトン | 20 | 6.59 | 1.31 | — | 0.82 | — | 63 |
| | ジョーライト | 15 | 6.44 | 1.20 | 0.73 | 0.78 | 61 | 65 |
| 細 骨 材 | メサライト | 5 | 2.38 | 1.49 | 0.84 | 0.95 | 57 | 64 |
| | ライオナイト | 2.5 | 2.57 | 1.85 | — | 1.21 | — | 65 |
| | ビルトン | 5 | 2.65 | 1.71 | — | 1.06 | — | 62 |

・川砂 35%wt 混入

は川砂，川砂利と同程度かあるいは若干大きい値を示す。従ってコンクリートのフローベリチャーが優れ，単位水量が少なく済むが，とくに造粒型のものはこの点で優れている。

人工軽量骨材の単位容積重量は，粗骨材で $0.7 \sim 0.9 \text{ t/m}^3$ ，細骨材で $0.9 \sim 1.2 \text{ t/m}^3$ である。

人工軽量骨材は粒径によって比重が異なることは前述した通りであるが，このためその粒度は絶対容積百分率で示した方が合理的である。細骨材の場合，容積表示による粗粒率は重量表示の値より $0.1 \sim 0.2$ 大となる。コンクリートの配合設計に用いる粗粒率は，容積百分率に換算した値を用いた方がよい。

5. 軽量骨材コンクリートの一般的性質

一般に人工軽量骨材はその原料，製造方法，粒形などによって多様な骨材が見られるが，これら骨材は通常用いられている川砂，川砂利（普通骨材）と比較して物理的あるいは力学的性質を異にするため，それらの骨材を用いた軽量コンクリートも普通コンクリートとは違った力学的性質あるいは物理的性質を有することが容易に推察される。ここでは人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの一般的性質を普通コンクリートと対比しながら述べる。なお，軽量コンクリートの乾燥収縮およびクリープに関する一般的性質については，

オ5編軽量コンクリートのクリープに関する研究において詳述するのでここでは極く簡単にふれるにとどめる。

1. 単位容積重量

軽量骨材を用いたコンクリートの単位容積重量（比重）は，使用する骨材の種類，配合（セメント量，空気量など），骨材の含水状態などによって相当異なるが，一般には $1.6 \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ の範囲にある。各学会規準あるいは指針によると，ACI¹⁹⁾では軽量コンクリートの単位容積重量の最大値を 1.85 t/m^3 ，土木学会²⁰⁾，建築学会²¹⁾では表-1.8，1.9に示す値を与えている。軽量コンクリートの構造設計計算に用いる単位容積重量は，

表-1.8 軽量コンクリートの単位容積重量（建築学会）

| 軽量コンクリートの種類 | | 使用する骨材 | | 気乾比重の範囲 (t/m^3) |
|-------------|-----|--------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| | | 細骨材 | 粗骨材 | |
| 構造用コンクリート | 1 種 | 砂 | 膨張頁岩，膨張粘土，焼成F.A. 硬質軽量骨材の改良骨材 | 1.7～2.0 |
| | 2 種 | 膨張頁岩，膨張粘土，焼成F.A. またはこれに砂を加えたもの | 同 上 | 1.4～1.7 |
| | 3 種 | 砂 | 硬質火山れき ⁽¹⁾ ，膨張スラグ，熔融石炭がら | 1.8～2.0 |
| | 4 種 | 砂 | 軟質火山れき ⁽²⁾ | 1.6～1.8 |
| | 5 種 | 軟質火山れき | 同 上 | 1.2～1.6 |

(1) 硬質で粒形が不良のもの，大島火山れきなど

(2) やや軟質で，比較的粒形のよいもの，浅間，榛名，駒丘，樽前，桜島の火山れきなど

表-1.9 人工軽量骨材コンクリートの単位容積重量

（土木学会人工軽量骨材コンクリート設計施工指針（案））

| 骨材の種類 | 単位容積重量 (t/m^3) |
|-------------------|---------------------------|
| 骨材の全部を人工軽量骨材とした場合 | 1.5～1.7 |
| 骨材の一部に普通骨材を使用した場合 | 1.7～2.0 |

原則としては気乾状態の値を基準とするが、気乾状態での測定が困難な場合が多いこと、湿潤状態との差は極く僅かであることなどの理由で、土木学会は便宜上まだ固まらないコンクリートについて単位容積重量を測定するよう定めている。一方、ASTMでは²²⁾ 軽量コンクリートの単位容積重量は7日間水中養生後21日間湿度50%の空气中に放置した供試体の重量を採用するよう定めている。また建築学会²¹⁾では、次式より軽量コンクリートの単位容積重量を推定するよう定めている。

$$W = G + S + 1.2C + 100 \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (1.2)$$

ここで、G、S、Cはそれぞれまだ固まらないコンクリートの単位容積重量より算出した粗骨材量（絶乾）、細骨材量（絶乾）およびセメント量である。

骨材の種類によるコンクリートの単位容積重量の測定例を表-1.10に示す。また実験によると、吸水量の大きい骨材を用いたコンクリートが乾燥によって重量が減少する程度は、最も大きい場合で3～4%程度であり²³⁾ (図-1.13)、まだ固まらないコンクリートの単位重量と気乾状態のそれとの差は、通常0.05 t/m³程度であることが確められている。軽量コンクリートの練り混ぜにおいて、骨材のブレウェッチングの是非が重要な問題となっているが、コンクリートの単位容積重量におよぼす影響としては、ブレウェッチングを行なった骨材を用いると乾燥骨材を用いた場合よりも0.04 t/m³程度単位重量が増加し、これは有効吸水量の60～70%程度とした場合の値に相当することが認められている。

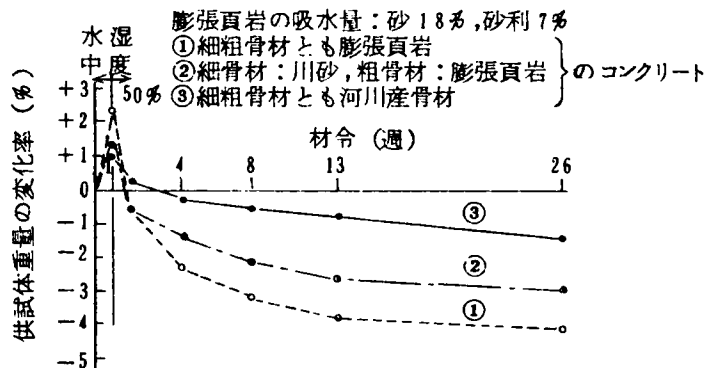
2. 強度

(1) 圧縮強度

人工軽量骨材を用いたコンクリートの圧縮強度は、普通コンクリートの場合と同様に、使用セメントの種類、配合、養生条件などによって影響される。普通骨材との相違は、軽量骨材自体の強度が天然普通骨材に比してやや小さいこと、および軽量骨材の吸水率が大きいことによる影響が考えられる。例えば軽量コンクリート供試体の圧縮破壊面を見ると、粗骨材粒が割れて平面となっている場合が多い。これは骨材粒とセメントペーストとの付着がなくなる前に骨材粒が割れることを物語っている。従って、軽量コンクリートの圧縮強度は、ある程度骨材粒の強度に影響されることが予想されるが、実際には普通コンクリートの場合と同様に、圧縮強度はセメントペーストの強度すなわち水セメント比に比例す

表－1.10 軽量骨材コンクリートの単位重量の一例

| 使用骨材（比重） | | コンクリート | | | |
|----------------|--------------------------------------------|--------|---------------------------|-----------------------------|-----------|
| 細骨材 | 粗骨材 | W/C | C (kg/m ³) | 単位重量 (t/m ³) | 種類 |
| 膨張頁岩 (1.83) | 膨張頁岩 (1.36) | 0.35 | 540 | 1.76 | AE コンクリート |
| | | 0.40 | 480 | 1.66 | |
| | | 0.60 | 315 | 1.60 | |
| 膨張頁岩 (1.93) | 膨張頁岩 (1.22) | 0.40 | 535 | 1.70 | 普通 コンクリート |
| | | 0.50 | 390 | 1.62 | |
| | | 0.65 | 330 | 1.67 | |
| 膨張頁岩 (1.97) | 25～10 mm：川砂利 (2.64) 10～5 mm：膨張頁岩 (1.50) | 0.45 | 395 | 1.89 | AE コンクリート |
| | | 0.55 | 320 | 1.90 | |
| 川砂 (2.63) | 膨張頁岩 (1.36) | 0.40 | 400 | 1.80 | AE コンクリート |
| | | 0.55 | 315 | 1.75 | |
| | | 0.65 | 265 | 1.72 | |
| 川砂 (2.63) | 膨張頁岩 (1.36) | 0.45 | 380 | 1.83 | 普通 コンクリート |
| | | 0.55 | 330 | 1.83 | |
| | | 0.65 | 280 | 1.82 | |
| 川砂 (2.64) | フライアッシュ 造粒軽量骨材 (1.16) | 0.35 | 490 | 1.83 | 普通 コンクリート |
| | | 0.45 | 380 | 1.79 | |
| | | 0.65 | 320 | 1.78 | |
| 川砂 (2.64) | フライアッシュ 造粒軽量骨材 (1.68) | 0.35 | 490 | 1.98 | 普通 コンクリート |
| | | 0.45 | 375 | 1.98 | |
| 川砂 (2.64) | 大島火山れき (1.73) | 0.35 | 525 | 2.12 | 普通 コンクリート |
| | | 0.45 | 405 | 2.10 | |
| | | 0.65 | 370 | 1.90 | |
| 川砂 (2.62) | 浅間火山れき (1.25) | 0.40 | 470 | 1.87 | 普通 コンクリート |
| | | 0.55 | 330 | 1.85 | |
| | | 0.65 | 295 | 1.87 | |



図－1.13 乾燥によるコンクリートの重量変化

ると考えてもよい。しかし圧縮強度が400～500 kg/cm²以上の軽量コンクリートでは、強度発現に限界があり、図-1.14, 1.15に示すようにc/w と σ との直線関係が崩れるが、これは軽骨材強度の影響と考えられる。

骨材の最大寸法と圧縮強度との関係は、一般に最大寸法が大きくなるに従って圧縮強度が小さくなる傾向を有することが認められている²⁴⁾(図-1.16)。これは骨材粒が大きい程強度が小さいことおよび粗骨材の使用量が多くなることに起因していると考えられる。図-1.17に奥島氏²⁵⁾らが行なった圧縮強度と単位容積重量との関係についての実験結果を示すが、これによると圧縮強度が同程度であれば、細粗骨材とも軽骨材を

使用すれば約26%, 細骨材に川砂を用いると約17%, それぞれ普通コンクリートよりも軽量とすることが可能である。また一般にコンクリートの単位重量が大きくなると圧縮強度も大きくなる傾向があるが、これはセメント量の増加と骨材の強度(一般に骨材比重が大きくなると

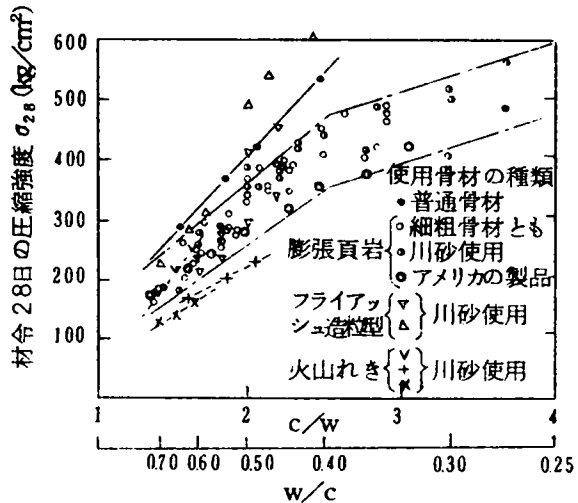


図-1.14 セメント水比と圧縮強度との関係
(普通ポルトランドセメント使用)

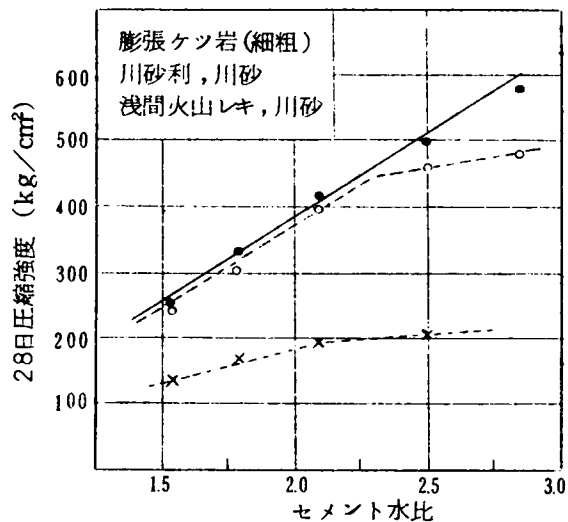


図-1.15 セメント水比と圧縮強度との関係

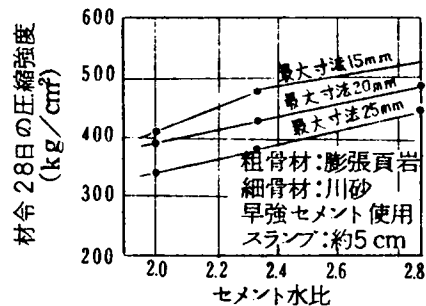


図-1.16 軽骨材の最大寸法とコンクリートの圧縮強度との関係

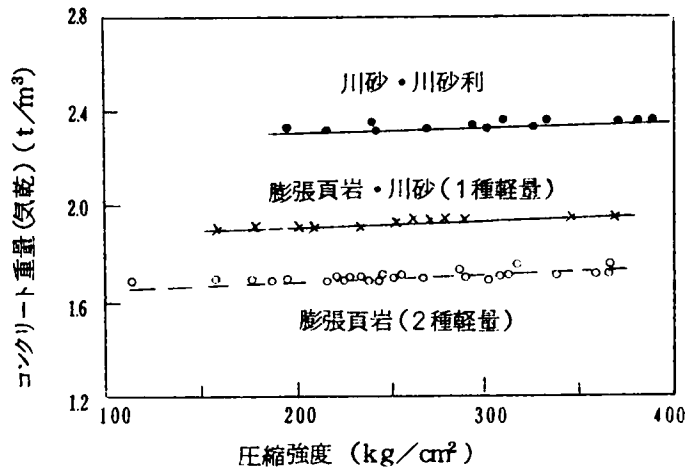


図-1.17 圧縮強度と単位重量との関係の一例

骨材強度も大きくなる)の増加によるものと考えられる(図-1.18)。Shideler²⁶⁾の実験によれば(表-1.11),コンクリートの単位重量はもちろんのこと,同一圧縮強度を得るための所要セメント量も骨材の種類によって異なり,一般に軽量骨材を用いる場合の方が普通骨材の場合よりもセメント量が多くなることがわかる。

(2)引張強度

一般に軽量コンクリートの引張強

度は,同程度の圧縮強度を有する普通コンクリートのそれに等しいかあるいは僅かに小さいことが認められている(図-1.19)。奥島氏²⁵⁾らは,膨張頁岩を用いた軽量コンクリートの引張強度は,図-1.20のようになることを示したが,この実験の範囲では骨材による著しい相違は認められなかったとしている。膨張頁岩,焼成フライアッシュなどを用いた軽量コンクリートのぜい度係数は図-1.21,表-1.12に示すようになる。これらの図によれば,低強度の範囲においては,軽量コンクリートのぜい度係数は普通コンクリートと大差はないが,高強度においては軽量コンクリートの方がぜい度係数は小さくなるようである。いい換えると,軽量コンクリートの引張強度は,圧縮強度が比較的小さい範

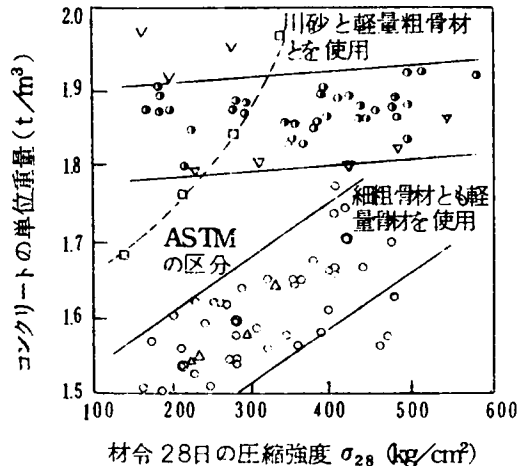


図-1.18 単位重量と圧縮強度との関係の一例

表-1.11 セメント量とコンクリート重量 (Shidelerによる)

| 骨 材 種 類 | 圧 縮 強 度 (kg/cm^2) | | | |
|---------|-------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| | 210 | | 315 | |
| | セメント量 (kg/m^3) | コンクリート重量 (t/m^3) | セメント量 (kg/m^3) | コンクリート重量 (t/m^3) |
| 膨張頁岩 I | 301 | 1.44 | 456 | 1.52 |
| 〃 II | 351 | 1.46 | 456 | 1.54 |
| 〃 III | 284 | 1.49 | 408 | 1.58 |
| 膨張粘土 | 246 | 1.57 | 334 | 1.62 |
| 焼成スレート | 323 | 1.56 | 434 | 1.64 |
| 膨張スラグ | 373 | 1.74 | 468 | 1.75 |
| 焼成炭素質頁岩 | 357 | 1.74 | 456 | 1.77 |
| 川砂・川砂利 | 217 | 2.32 | 268 | 2.36 |

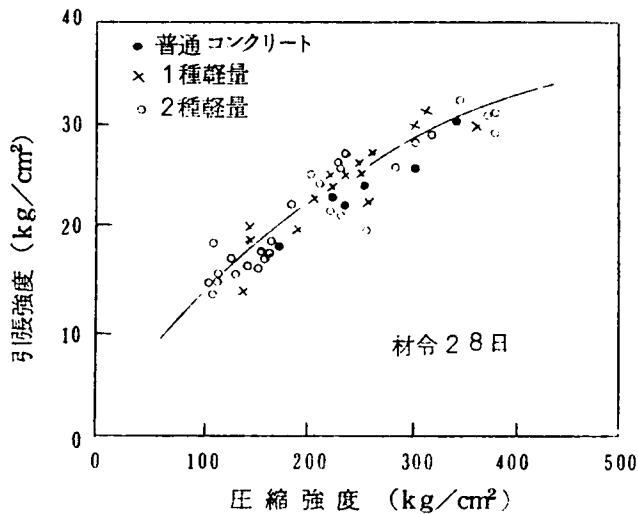


図-1.19 圧縮強度と引張強度との関係

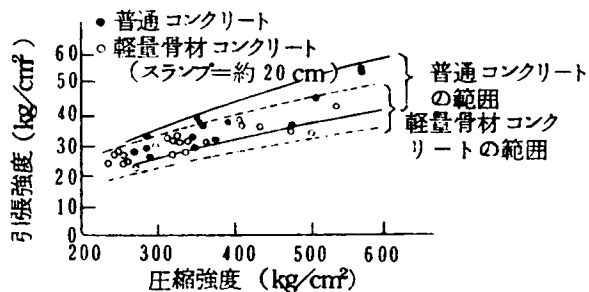
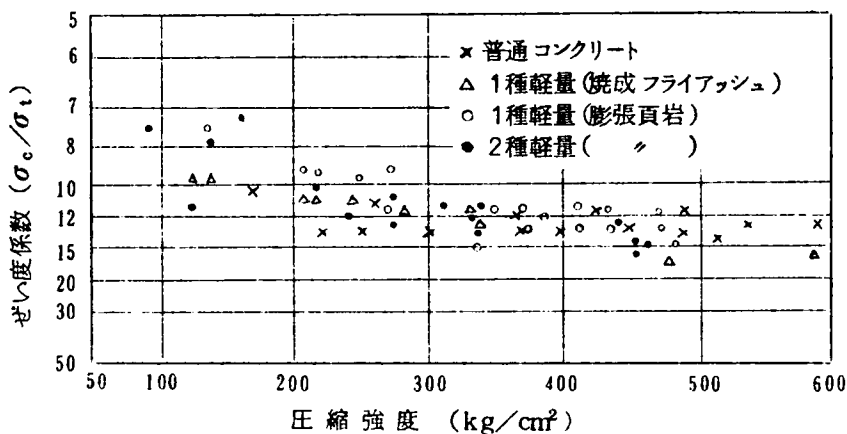


図-1.20 圧縮強度と引張強度との関係



図－1.2.1 圧縮強度とぜい度係数との関係

表－1.1.2 引張強度，曲げ強度と圧縮強度との関係

| 骨 材 | 引 張 強 度 圧 縮 強 度 | 曲 げ 強 度 圧 縮 強 度 |
|---------|---------------------------------|---------------------------------|
| 軽 量 骨 材 | $\frac{1}{9} \sim \frac{1}{15}$ | $\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10}$ |
| 普 通 骨 材 | $\frac{1}{9} \sim \frac{1}{13}$ | $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{7}$ |

備考 圧縮強度＝200～400kg/cm²

図では普通コンクリートとほとんど同じであるが、高強度のコンクリートにおいては、軽量コンクリートの方が引張強度はやや小さいことを示している。山崎氏ら²⁷⁾は直接引張試験によって引張強度を測定し表－1.1.3に示すようなぜい度係数を得たが、これによると膨張頁岩を用いたコンクリートのぜい度係数は普通コンクリートと大差はないが、焼成フライアッシュを用いた場合には普通コンクリートのそれよりも小さくなっている。以上述べた軽量コンクリートの引張強度特性は湿潤養生を行なった場合のことであって、一般に軽量コンクリートを乾燥すると引張強度は相当低下する。この一例を表－1.1.4，1.1.5，図－1.2.2に示すが、軽量コンクリートは乾燥状態におくことによって約50%も引張強度が低下することもあり²⁸⁾、この傾向は吸水量の大きい骨材を用いたコンクリートの方が著しい。この原因は、コンクリートが乾燥されると、表面は収縮するのに対して内部は湿潤状態に保たれているため、コンクリートの表面と内部との乾燥収縮の大きさが著しく異な

表-1.13 ぜい度係数

| コンクリート種類 | ぜい度係数 (圧縮強度/直接引張強度) |
|-----------------|------------------------|
| 1種軽量(焼成フライアッシュ) | 10.5~13.1 |
| 〃 (〃) | 11.2~13.6 |
| 〃 (膨張頁岩) | 10.2~12.9 |
| 普通コンクリート | 9.9~12.3 |

表-1.14 乾燥による軽量骨材コンクリートの引張強度の低下

| 実 験 者 | 軽量骨材 | σ_1'/σ_1 | 供 試 体 | 供試体の養生条件 |
|-----------------|---------|----------------------|---------------------|-------------------------------------|
| Hanson の 実 験 | 膨張ケツ岩 | 0.62~0.99 | $\phi 15 \times 30$ | σ_1 : 28日 湿空 |
| | 膨張スレート | 平均 0.74 | | σ_1' : 7日 湿空 |
| | 膨張スラグ等 | | | 21日 RH50% 気中 |
| 村田の実験 | 非 造 粒 形 | 0.70~0.80 | $\phi 15 \times 15$ | σ_1 : 28日 水中 |
| | 膨張ケツ岩 | 平均 0.75 | | σ_1' : 7日 水中 21日 RH60% 気中 |

表-1.15 乾燥によるコンクリートの強度 (kg/cm^2) の変化の一例

| 使用骨材 | 水セメント比 (%) | 引張強度 | | | 曲げ強度 | | | 圧縮強度 | | |
|----------------|---------------|----------------------------|--------------------|---------------------|----------------------------|--------------------|---------------------|----------------------------|--------------------|---------------------|
| | | 1週水中 3週乾燥 σ_1 | 4週水中 σ_2 | σ_1/σ_2 | 1週水中 3週乾燥 σ_1 | 4週水中 σ_2 | σ_1/σ_2 | 1週水中 3週乾燥 σ_1 | 4週水中 σ_2 | σ_1/σ_2 |
| 細粗骨材とも 膨張頁岩 | 35 | 22 | 36 | 0.61 | 24 | 50 | 0.48 | 485 | 537 | 0.91 |
| | 40 | 19 | 37 | 0.51 | 26 | 53 | 0.49 | 471 | 470 | 1.00 |
| 川砂, 川砂利 | 35 | 39 | 40 | 0.98 | 41 | 57 | 0.72 | 584 | 548 | 1.06 |
| | 40 | 40 | 38 | 1.05 | 45 | 55 | 0.82 | 528 | 486 | 1.09 |

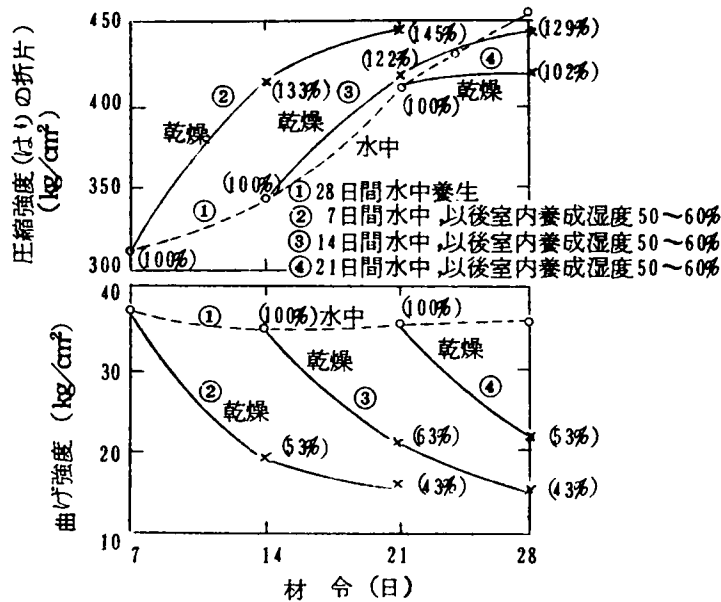


図-1.2.2 乾燥による膨張珪岩コンクリート強度の変化の一例

り，表面に大きい引張応力が生ずるためと考えられている。

(3) 曲げ強度

曲げ強度も引張強度と同様の傾向を示すことが認められている（表-1.1.3，1.1.5，1.1.6，図-1.2.3）。ただ乾燥による強度低下は，引張強度の場合よりもやや著しく，実験によると軽量コンクリートの表面と内部との収縮ひずみ差は普通コンクリートの場合よりも約 200×10^{-6} 程度大きくなり，このため曲げ強度は約 25 kg/cm^2 も低下することがあると報告している。²⁸⁾ また圧縮強度あるいは引張強度と曲げ強度との関係式には次のようなものがある。

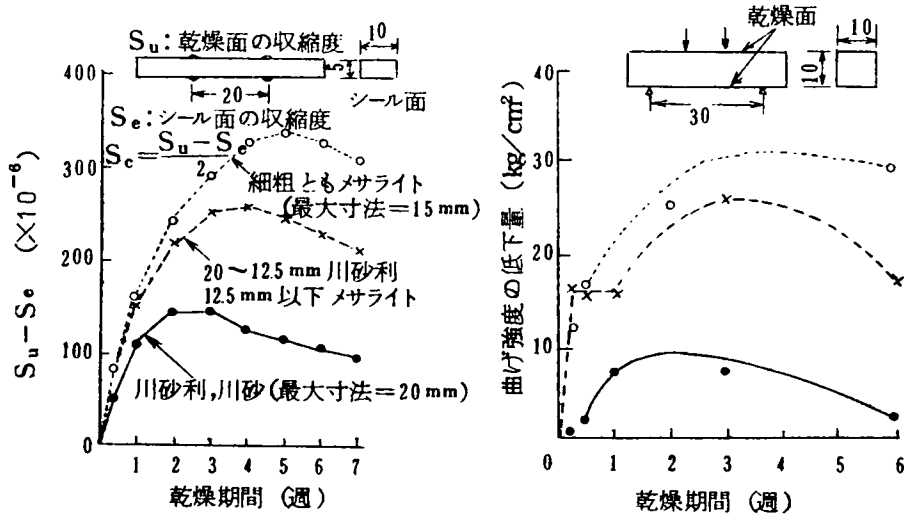
Short²⁹⁾氏は，細粗骨材とも軽量骨材を用いたいわゆる1種コンクリートの曲げ強度 σ_b と，立方体圧縮強度 W_c との間には次式が成立するが，これは普通コンクリートに対してもそのまま適用できることを明らかにした。

$$\sigma_b \doteq 2.1 \sqrt{W_c} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (1.3)$$

一方，山崎氏は²⁷⁾ 膨張珪岩および焼成フライアッシュを用いた軽量コンクリートに対しては，骨材の種類にかかわらず，引張強度 (σ_{sp}) と曲げ強度 (σ_b) との間には次の

表-1.16 曲げおよび引張強度におよぼす乾燥の影響

| 種 別 | 吸水量 (%) | 水セメント比 (%) | 圧縮強度 (kg/cm ²) | | | 引張強度 (kg/cm ²) | | | 曲げ強度 (kg/cm ²) | | |
|----------------------|------------|---------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| | | | 水中4W σ_{cW} | 水中1W 空中3W σ_{cD} | σ_{cD}/σ_{cW} | 水中4W σ_{tW} | 水中1W 空中3W σ_{tD} | σ_{tD}/σ_{tW} | 水中4W σ_{bW} | 水中1W 空中3W σ_{bD} | σ_{bD}/σ_{bW} |
| 造張 粒ケ 型膨 岩 | 7.28 | 40 | 405 | 398 | 0.98 | 31.9 | 23.9 | 0.75 | 53.2 | 21.7 | 0.41 |
| | | 50 | 336 | 332 | 0.99 | 27.4 | 20.0 | 0.73 | 48.1 | 26.2 | 0.54 |
| | | 60 | 260 | 247 | 0.95 | 25.7 | 21.5 | 0.84 | 41.7 | 26.8 | 0.64 |
| 造張 粒ケ 型膨 岩 | 2.13 | 40 | 382 | 389 | 1.02 | 31.8 | 19.0 | 0.60 | 56.3 | 21.8 | 0.39 |
| | | 50 | 331 | 341 | 1.03 | 29.2 | 18.5 | 0.63 | 51.1 | 23.7 | 0.64 |
| | | 60 | 318 | 278 | 0.87 | 27.4 | 17.4 | 0.64 | 45.1 | 24.8 | 0.55 |
| 焼成 アッシュ フライ | 28.0 | 40 | 404 | 395 | 0.98 | 36.5 | 25.8 | 0.71 | 54.8 | 29.5 | 0.54 |
| | | 50 | 347 | 348 | 1.00 | 31.1 | 24.2 | 0.78 | 50.1 | 25.5 | 0.51 |
| | | 60 | 274 | 225 | 1.00 | 26.4 | 22.4 | 0.85 | 43.7 | 26.8 | 0.61 |
| 非膨 造張 粒ケ 型岩 | 12.5 | 40 | 442 | 452 | 1.02 | 38.0 | 32.0 | 0.84 | 54.1 | 33.1 | 0.61 |
| | | 50 | 372 | 413 | 1.11 | 29.0 | 23.0 | 0.79 | 49.3 | 30.4 | 0.62 |
| 河川 骨材 | 13.4 | 40 | 481 | 498 | 1.04 | 38.0 | 40.0 | 1.05 | 55.3 | 45.3 | 0.82 |
| | | 50 | 409 | 431 | 1.05 | 38.0 | 35.0 | 0.92 | 52.6 | 38.5 | 0.73 |



注 供試体は材令7日まで21°C水中、以後21°C RH50%気中に放置、曲げ強度の低下量は、乾燥供試体と同材令の水中養生供試体の曲げ強度から差し引いて算出した。

図-1.23 軽量骨材コンクリートの表面および内部の乾燥収縮の差、および乾燥による曲げ強度の低下

ような実験式によって近似されることを明らかにしている。

$$\sigma_{sp} = 0.00483 \sigma_b^2 + 0.288 \sigma_b \quad (1.4)$$

(4)せん断強度

真のせん断強度は測定方法が困難であるため、一般にははりによる試験、直接せん断試験等によってせん断強度が求められている(表-1.16, 1.17, 図-1.24)。これらによると、軽量コンクリートのせん断強度は普通コンクリートと同程度かあるいはやや小

表-1.17 軽量骨材鉄筋コンクリートけたのせん断試験結果

| 骨 材 | | 粗骨材 の最大 寸法 (mm) | コンクリートの配合 | | | | スラン プ (cm) | 空気量 (%) | σ_{28} (kg/cm ²) | R C けた | |
|-----------------------|-------|--------------------------|-----------|-----------|------------|------------|------------------|------------|----------------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| 粗 骨 材 | 細骨材 | | C (kg) | W (kg) | W/C (%) | s/a (%) | | | | 単位重 量 (t/m ³) | せん断ひきれ 荷重 (t) |
| 川 砂 利 | 川 砂 | 25 | 415 | 145 | 35 | 34 | 4.1 | 2.7 | 485 | 2.49 | 10.0 (1.00) |
| メサライト | メサライト | 15 | 539 | 189 | 35 | 34.5 | 4.5 | 4.4 | 514 | 1.75 | 8.3 7.6 > 8.0 (0.80) |
| 25~10川砂利 10~5メサライト | メサライト | 25 | 449 | 157 | 35 | 29 | 2.0 | 3.1 | 499 | 2.03 | 9.0 9.0 > 9.0 (0.90) |

備考 試験けた：断面=15×25 cm, 長さ=150 cm, 鉄筋比=1.81%, スターラップ配置せず, シャースパンと有効高さの比=2.1, 養生：7日湿空, 21日RH60%気中

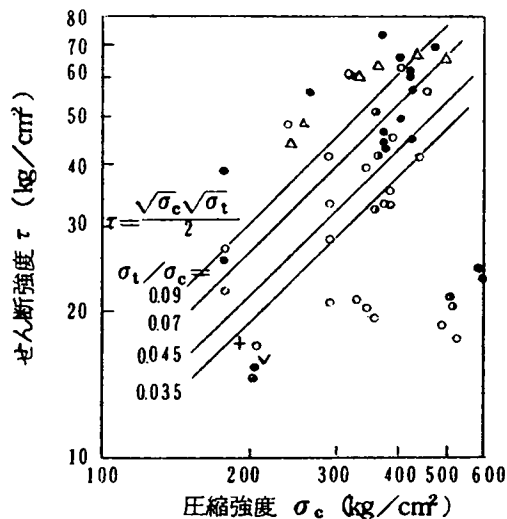


図-1.24 圧縮強度とせん断強度との関係

表-1.18 2面せん断強度

| | | 1種軽量コンクリート (膨張頁岩) | | | 普通コンクリート | | |
|--------------------------------|-----|----------------------|----|----|----------|----|----|
| 圧縮強度 (kg/cm ²) | | 420 | | | 512 | | |
| せん断強度 (kg/cm ²) | 測定値 | 62.5 | 87 | 98 | 85 | 67 | 96 |
| | 平均値 | 82 | | | 83 | | |

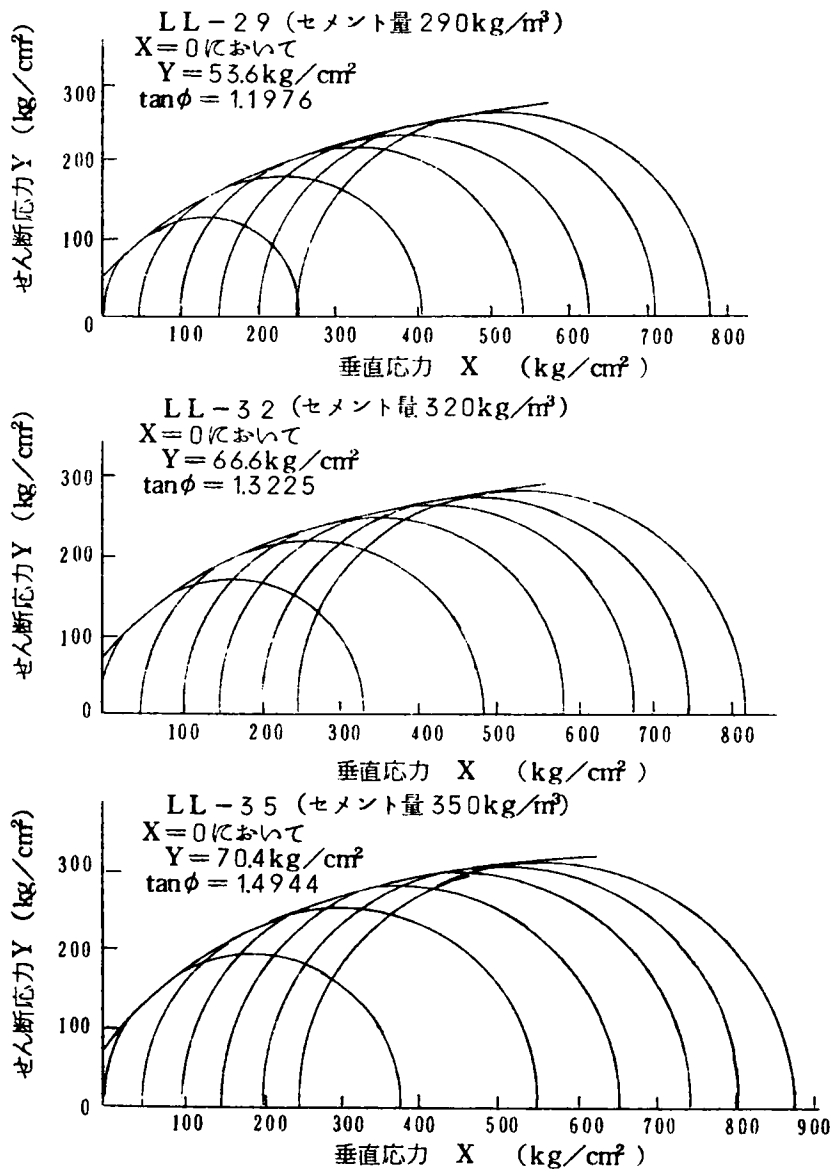


図-1.25 3軸圧縮試験によるモールの包らる線

さいようであり，せん断強度 τ の範囲としては，骨材の種類，試験方法などによって異なるが， $15 \sim 70 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。なお造粒型人工軽量骨材ライオナイトについての3軸試験によるせん断強度を図-1.25に示すが，これによると軽量コンクリートの真のせん断強度は圧縮強度のほぼ $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{6}$ の大きさであることがわかる。³⁰⁾ せん断強度も引張あるいは曲げ強度と同様に乾燥によって強度が若干低下するが，土木学会指針（案）ではこれを考慮して，許容せん断応力度を普通コンクリートの70%としている。また，山崎氏ら²⁷⁾は一面せん断強度 τ_s と圧縮強度 σ_c との間には，骨材の種類にかかわらず次のような関係が近似的に得られることを明らかにしている。

$$\sigma_c = 0.0476 \tau_s^2 + 3.11 \tau_s \quad (1.5)$$

(5) 強度相互の関係

引張，曲げおよびせん断などの強度は，供試体の形状寸法，乾湿の状態あるいは試験方法などによって，同一のコンクリートでも相当異なった値を示すことが当然考えられることである。圧縮強度と引張あるいは曲げ強度との関係については，すでに該当する項で述べた（表-1.12，1.13，図-1.26）。奥島氏ら²⁵⁾は，細粗骨材とも膨張頁岩を用いたコンクリートに対して，ねじりと圧縮の組み合わせ応力による破壊試験を行ない，その結果を8面体応力（ σ_0 ）を用いて整理し，図-1.27のように表わした。

$$\sigma_0 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (1.6)$$

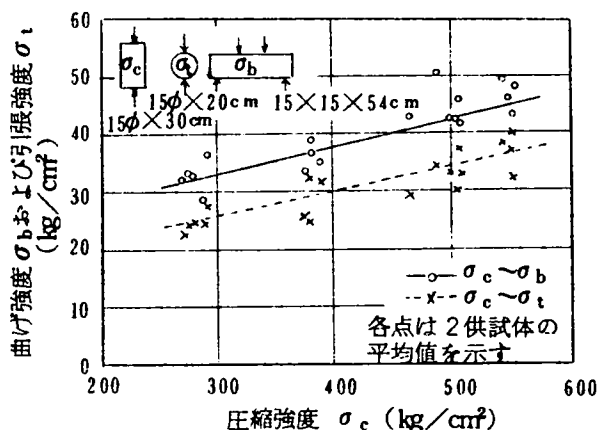


図-1.26 膨張頁岩コンクリートの圧縮強度と曲げ強度あるいは引張強度との関係の一例

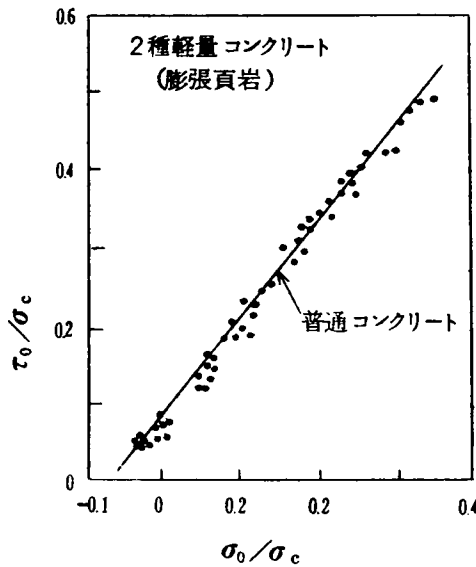


図-1.27 τ_0/σ_c と σ_0/σ_c との関係

$$\tau_0 = \frac{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}}{3} \quad (1.7)$$

ここで $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は主応力

これによると、図中の直線で示した普通コンクリートについての実験結果と極めてよく一致することが明らかである。

(6) 付着強度

軽量コンクリートと鉄筋との付着強度については、骨材の種類ばかりでなく、試験方法、荷重の大きさなどによって相当のばらつきがあり、一概に付着強度の大小を普通コンクリートと比較することはできない。

Shideler²⁶⁾は各種人工骨材を用いたコンクリートに対してASTM規格の引抜き試験法によって付着強度試験を行ない表-1.19に示すような結果を得ている。表の値は加力端の鉄筋のすべり量が0.25mmに達したときの平均付着応力度を示したもので、骨材の種類によっても若干異なるが、概して軽量コンクリートの付着強度は普通コンクリートよりも小さいことがわかる。一方樋口氏ら³¹⁾は曲げ試験体を用いた付着試験(図-1.28)を行ない、表-1.20に示すような結果を得ているが、細骨材に川砂を用いた1種コンクリートにおいても、普通コンクリートよりも付着強度がやや低下することがわかる。

付着強度に対する各国の規準は、前述したように試験方法に応じて異なり、ACI³²⁾で

表-1.19 付着強度試験結果

| コンクリート 骨材種類 付着強度 (kg/cm ²) | 210 | | | 315 | | |
|----------------------------------------------|---------|---------|------|---------|---------|------|
| | 水 上 端 筋 | 水 下 端 筋 | 垂直鉄筋 | 水 上 端 筋 | 水 下 端 筋 | 垂直鉄筋 |
| 膨張頁岩 I | 42 | 59 | 69 | 53 | 68 | 69* |
| 〃 II | 61 | 62 | 63* | 63* | 63* | 63* |
| 〃 III | 47 | 63* | 63* | 60 | 63* | 63* |
| 膨張粘土 | 60 | 63 | 63* | 63 | 63* | 63* |
| 焼成スレート | 43 | 60 | 60 | 54 | 63 | 64* |
| 膨張スラグ | 37 | 46 | 63* | 47 | 63 | 67* |
| 焼成炭素質頁岩 | 41 | 50 | 67 | 45 | 67 | 70* |
| 川砂・川砂利 | 55 | 65 | 67 | 61 | 70* | 70* |

- ・ 引抜鉄筋の降伏したものを示す。数値の相異は使用鉄筋の降伏点の相異による。

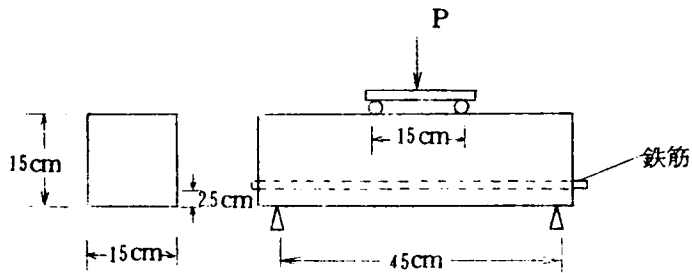


図-1.28 曲げによる付着強度試験方法

表-1.20 付着強度試験結果

| 鉄筋種類 | | 普通コンクリート | | | 1種軽量コンクリート (膨張頁岩) | | | 1種軽量コンクリート (膨張頁岩) | | |
|-----------|------|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| | | σ_c (kg/cm ²) | τ (kg/cm ²) | τ/σ_c (%) | σ_c (kg/cm ²) | τ (kg/cm ²) | τ/σ_c (%) | σ_c (kg/cm ²) | τ (kg/cm ²) | τ/σ_c (%) |
| $\phi-13$ | 普通丸鋼 | 474 | 17.9 | 4.7 | 417 | 13.1 | 3.1 | 214 | 14.9 | 7.0 |
| | 異形鉄筋 | 474 | 75.7 | 16.0 | 417 | 60.4 | 14.5 | 214 | 63.9 | 29.8 |
| $\phi-16$ | 普通丸鋼 | 406 | 43.2 | 10.6 | 404 | 12.1 | 3.0 | 189 | 15.6 | 8.3 |
| | 異形鉄筋 | 406 | 73.4 | 18.1 | 404 | 56.8 | 14.1 | 189 | 44.3 | 23.4 |
| $\phi-19$ | 普通丸鋼 | 411 | 34.1 | 8.3 | 404 | 15.0 | 3.7 | 189 | 7.9 | 4.2 |
| | 異形鉄筋 | 411 | 68.6 | 16.7 | 404 | 50.9 | 12.6 | 189 | 29.3 | 15.5 |

は普通コンクリートと同様の付着強度を，英国³³⁾では普通コンクリートの50%，土木学会では主として軽量コンクリートの熱膨張係数が普通コンクリートよりも小さい（約80%）ことを考慮して，普通コンクリートの付着強度の約70%と規定している。

(7) 支圧強度

一般に軽量コンクリートの支圧強度は普通コンクリートの60～80%であることが認められている。西沢氏³⁴⁾は細粗骨材とも膨張頁岩を用いたコンクリートについて図-1.

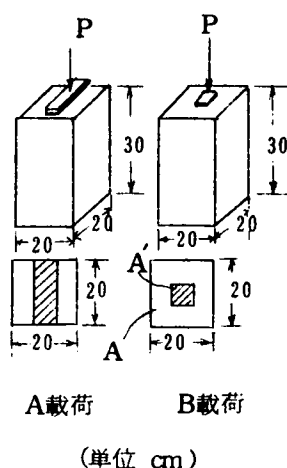


図-1.29 支圧強度試験方法

29に示すような支圧試験を行ない，次に示すような実験式を導いた。

$$\text{A載荷の場合 } \sigma_c' \doteq 0.6 \sigma_c \cdot (A/A')^{\frac{1}{3}} \quad (1.8)$$

$$\text{B載荷の場合 } \sigma_c' \doteq 0.6 \sigma_c \cdot (A/A')^{\frac{1}{2}} \quad (1.9)$$

ここで σ_c' ：支圧強度（kg/cm²）， σ_c ：圧縮強度（kg/cm²）

A' ：支圧面積（cm²）， A ：支承面積（cm²）

これらの結果によると，圧縮強度 $\sigma_c \doteq 230 \sim 430 \text{ kg/cm}^2$ の範囲においては，軽量コンクリートの支圧強度は同程度の強度の普通コンクリートの約60%となる。また奥島氏²⁵⁾は直径2.15 cm 円柱供試体に対する支圧強度試験の結果を次式のように示した。

$$\sigma_c' = 0.80 \sigma_c \cdot (A/A')^{\frac{1}{2}} \quad (1.10)$$

3. 弾性的性質

(1) 弾性係数（ヤング係数）

人工軽量骨材コンクリートの応力～ひずみ曲線は直線に近いが，原点における曲線の立ち上りの勾配は図-1.30に示すように普通コンクリートよりも小さい。奥島氏²⁵⁾は応力～ひずみ曲線を近似的に式-1.11で表わした場合の定数A，Bを比較することによって曲線の性状を調べた。

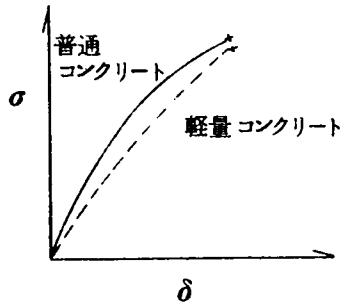


図-1.30 コンクリートの応力～ひずみ曲線

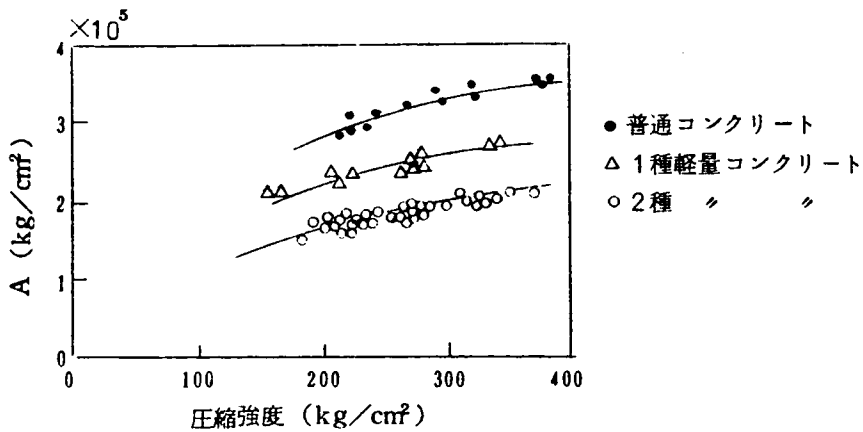


図-1.31 定数Aと圧縮強度との関係

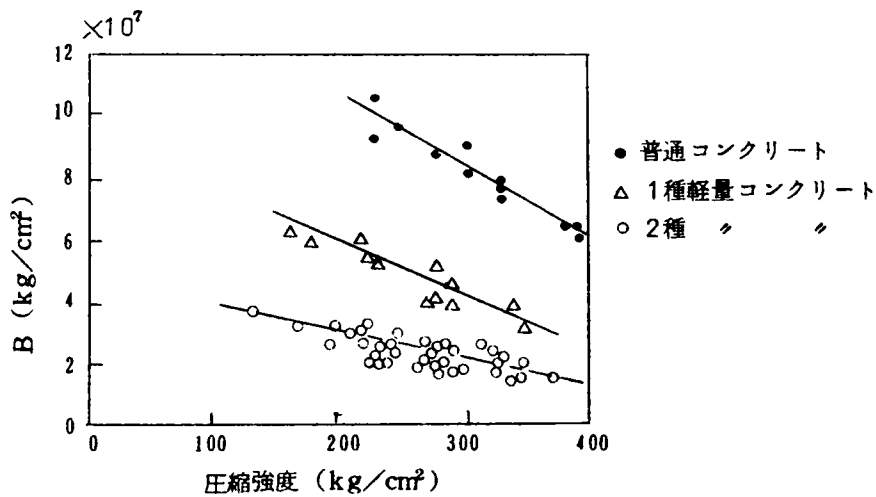


図-1.32 定数Bと圧縮強度との関係

$$\sigma = A\varepsilon - B\varepsilon^2 \quad (1.11)$$

ここに、 σ ：応力度、 ε ：ひずみ度、 A および B ：コンクリートの品質により定まる定数

その結果を図-1.31, 1.32に示すが、圧縮強度が等しい場合にはコンクリート比重が小さくなるほど、 A 、 B の値が小さくなる。これは一般に軽量コンクリートの応力～ひずみ曲線は、同程度の圧縮強度を有する普通コンクリートよりも曲線の勾配が小さいことおよび曲線の曲り方も少ないことを示している。破壊ひずみ度については、圧縮においては 30×10^{-4} 程度、曲げ引張で $(2 \sim 3) \times 10^{-4}$ 程度であって、これらの値は普通コンクリートの破壊ひずみ度とほぼ等しい。

人工軽量骨材のヤング係数は、圧縮強度のほぼ等しい普通コンクリートよりも小さく、骨材の種類、配合などによっても若干異なるが、普通コンクリートの50～80%の範囲にある。これら軽量コンクリートのヤング係数は、その単位重量および圧縮強度と密接な関係があり、以下に述べるような実験式を用いてヤング係数を推定するのが便利である。

$$\text{ACIの式} \quad E_c = 4270 \rho^{15} \sqrt{\sigma_c} \quad (\text{図-1.33参照})(1.12)$$

$$\text{Walz-Wischerの式} \quad E_c = 4000 \rho^{15} \sqrt{\sigma_c} \quad (1.13)$$

$$\text{Schäfflerの式} \quad E_d = 6000 \rho^{15} \sqrt{\sigma_c} \quad (1.14)$$

$$\text{奥島、小阪の式} \quad E_c = 4500 \rho^{15} \sqrt{\sigma_c} \quad (\text{図-1.34参照})(1.15)$$

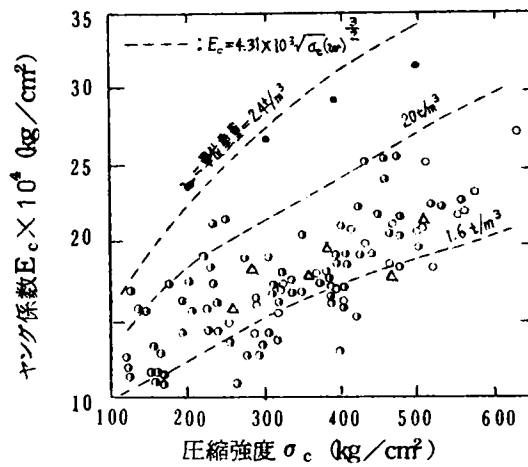
$$E_d = 12500 \rho^{15} \sigma_c^{0.3} \quad (\text{図-1.35, 1.36参照})(1.16)$$

ここで、 E_c ：ヤング係数、 ρ ：コンクリートの単位重量、 σ_c ：コンクリートの圧縮強度、 E_d ：動弾性係数

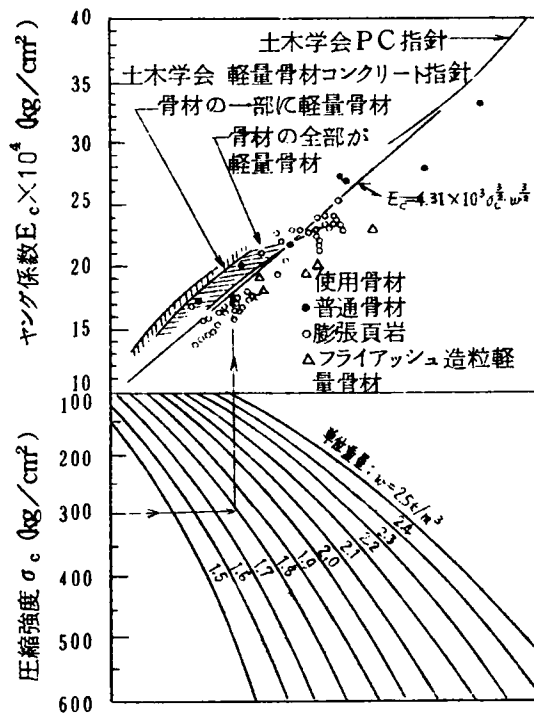
以上述べたように軽量コンクリートのヤング係数は、同程度の圧縮強度を有する普通コンクリートよりも相当小さいことは、軽量コンクリートの大きい特長といえるであろう。

(2)ポアソン比

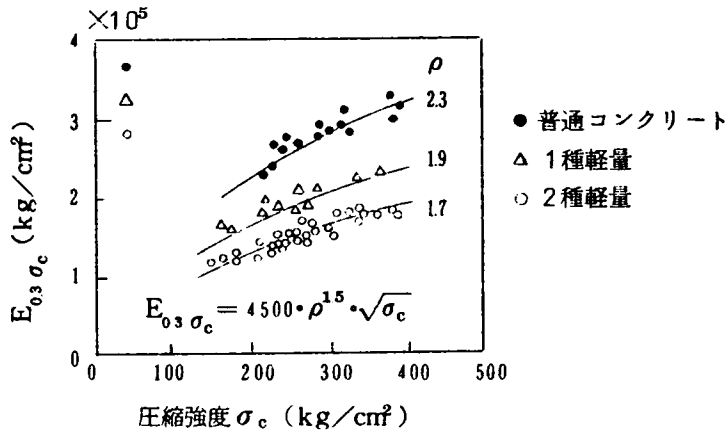
比較的低応力時における軽量コンクリートのポアソン比は普通コンクリートと大差はない。図-1.37は膨張頁岩を用いた軽量コンクリートのポアソン比の測定結果²⁸⁾であるが、水セメント比に関係なく、ポアソン比は0.2前後である。また、奥島氏ら²⁵⁾は低応力時では、軽量コンクリートと普通コンクリートのポアソン数はほとんど変わらないが、破壊応力近傍では、普通コンクリートのポアソン数が急激に低下するのに対して、軽量コンクリー



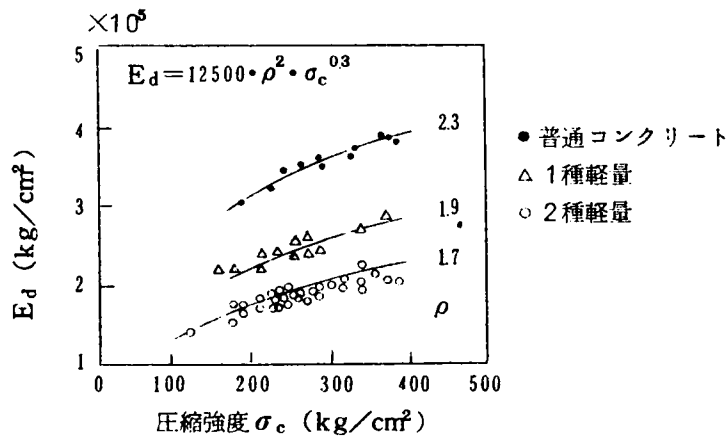
図－1.3.3 (a) コンクリートの圧縮強度とヤング係数との関係の一例



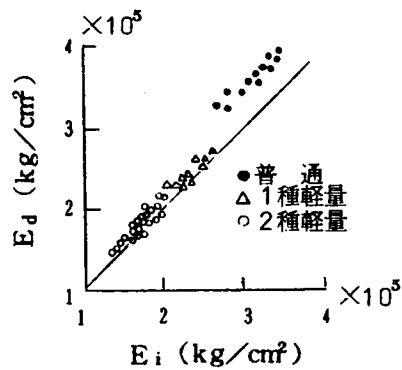
図－1.3.3 (b) 単位重量，圧縮強度およびヤング係数の関係 (ACI の式)



図－1.3.4 ヤング係数と圧縮強度との関係



図－1.3.5 動弾性係数と圧縮強度との関係



図－1.3.6 動弾性係数とヤング係数との関係

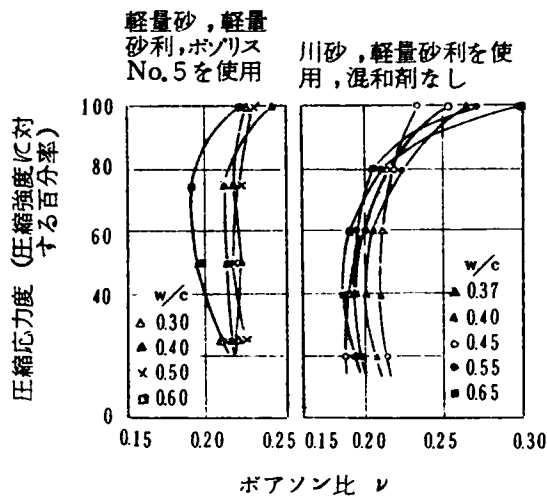


図-1.3.7 膨張頁岩を用いたコンクリートのポアソン比の測定結果

トではあまり低下しないことを明らかにした(図-1.3.8)。なお,土木学会では,設計に用いるポアソン比を普通コンクリートと同様に $1/6$ と定めている。

4. 疲労特性

Crayら³⁵⁾の細粗骨材とも膨張頁岩を用いた軽量コンクリートの片振り圧縮繰返しによる疲労試験によると,軽量コンクリートのS-N曲線は,およそ図-1.3.9のような直線で表わされ,その結果は普通コンクリートについて知られている結果とほとんど相違しないようである。また図-1.3.9に示されているように, $N=10^6 \sim 10^7$ の範囲内では,S-N曲線は横軸と平行にならないので,疲労限界がこの範囲に存在することは確

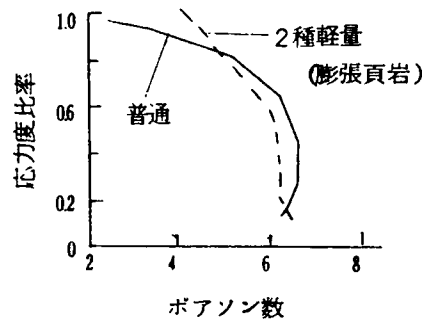


図-1.3.8 応力度比とポアソン比との関係

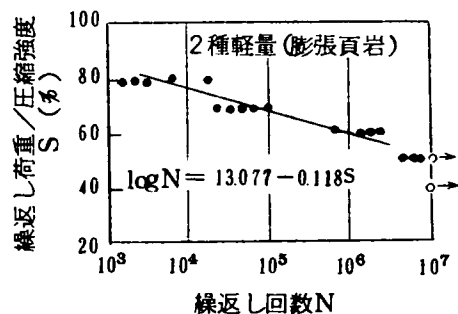


図-1.3.9 軽量コンクリートの疲労特性

認されていないがこれも普通コンクリートの場合と同様である。高橋氏ら³⁶⁾は,膨張頁岩を用いたコンクリートで製作した $\phi 10 \times 20$ cmの円柱供試体を用いて圧縮片振り疲労

試験を行なっているが、実験結果より軽量と普通コンクリートの疲労強度の間には、とくに著しい相異は認められなかったと報告している。

5. クリープおよび乾燥収縮

(1) クリープ

Short²⁹⁾は、210～350 kg/cm² 程度の圧縮強度（立方体供試体）を有する軽量コンクリートのクリープひずみは、材令1年までは普通コンクリートよりもやや小さいが、その後も材令とともにひずみが増加し、終局クリープひずみは普通コンクリートよりも大きくなることを確めている。Shideler²⁶⁾は人工軽量骨材コンクリートの終局クリープひずみは普通コンクリートに比して約20～60%も大きく、また圧縮強度210 kg/cm² の軽量コンクリートのクリープひずみは、強度315 kg/cm² のものよりも約30%大きい値を示したことを報告している。一方、奥島氏³⁷⁾は、細粗骨材とも膨張頁岩を用いたコンクリートのクリープ係数は $\phi_n \div (1 \sim 2)$ となり、PC設計基準で乾燥状態の普通コンクリートに規定されている値、 $\phi_n = 4$ に比して相当小さいことを明らかにしたが、同様の結果が著者あるいは建築研究所²⁸⁾などの実験結果によっても確められている。なお、軽量コンクリートのクリープおよびクリープ係数については才5編において詳述する。

(2) 乾燥収縮

Shideler²⁶⁾によると軽量コンクリートの終局収縮ひずみの大きさは、普通コンクリートに比して6～38%大きく、この傾向は低強度のコンクリートにおいて著しいことを明らかにした。その他に丸安氏²³⁾は骨材種類によって収縮ひずみ量が相当異なることを、六車氏³⁹⁾は単位ペースト量当りの収縮ひずみ量は、コンクリートの配合、水比には無関係に実用上ほぼ一定であると考えてもよいとしている。また奥島氏³⁷⁾らも断面寸法の異なる供試体について収縮ひずみを測定した結果、軽量コンクリートの乾燥収縮は普通コンクリートよりもやや大きいことを明らかにした。

6. その他の性質

(1) 凍結融解に対する抵抗性

軽量コンクリートの凍結融解に対する抵抗性は、骨材の品質によって相当に異なり、同程度の圧縮強度を有する普通コンクリートの耐久性よりも一般に劣るようである。

KliegerおよびHanson⁴⁰⁾は、AEコンクリートにすることによって著しい耐久性の向上が認められ、骨材を気乾状態で用いると耐久性が増すことなどを明らかにしている。国分氏⁴¹⁾は、細粗骨材ともあるいは粗骨材だけ人工軽量骨材を用いたコンクリートの耐久性は極めて低いが、川砂利と軽量細骨材の組み合わせでは、相当高い耐久性を示したこと、また供試体の一面のみ凍結融解をうける場合には軽量コンクリートでも120サイクル以上の凍結融解の繰返しに十分抵抗することなどを明らかにした(図-1.40)。また山崎氏ら²⁷⁾は、細骨材に川砂、粗骨材に軽量骨材を用いると耐久性がやや向上すること、さらに、図-1.41に示すように軽量粗骨材の吸水率が増加すると、耐久性指数が急激に低下

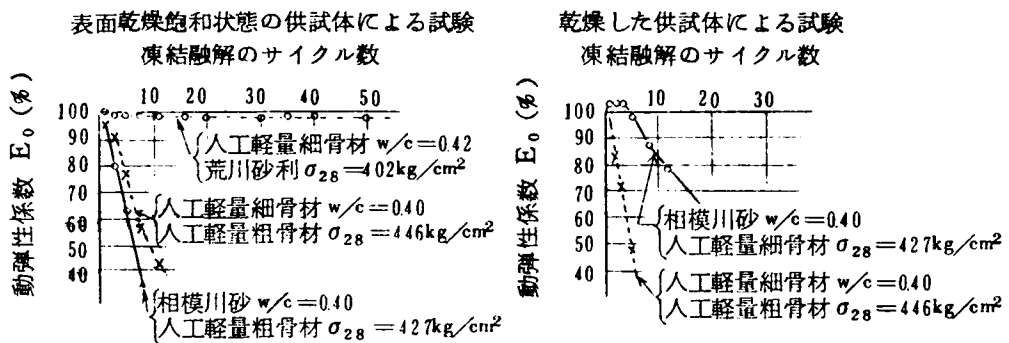


図-1.40 コンクリートの凍結融解試験結果

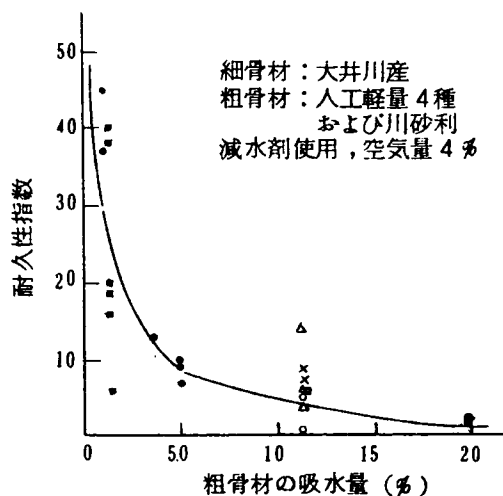


図-1.41 耐久性指数と粗骨材の吸水量の関係

することなどを明らかにした。これらの結果より、凍結融解に対して耐久性のある軽量コンクリートを作るにはAEコンクリート（普通コンクリートの場合よりも1～2%空気量を多くすることが望ましい）とし、吸水量の少ない骨材を選定し、さらに普通骨材を適当に混合すること、単位水量をできるだけ少なくすること（AE減水剤を使用するのが適当である）、できれば骨材を気乾状態で用いることなどの考慮を払う必要がある。

(2)海水その他化学薬品に対する耐久性

人工軽量骨材は、化学的には普通骨材と同程度あるいはそれ以上に安定であることが認められているので、軽量コンクリートの耐化学薬品性は、普通骨材コンクリートと同様にセメントペーストの水セメント比を小さくし、単位水量を少なくすること、AEコンクリートにすること、フライアッシュなどの混和材料を用いることなどによって著しく改善されることが確かめられている。

(3)水密性

村田氏²⁴⁾、山崎氏²⁷⁾らの研究によると、いずれも、細粗骨材とも軽量骨材を用いたコンクリートは、普通骨材コンクリートの場合よりも透水性は小さいことを明らかにしている（図-1.42）。

(4)中性化

岸谷氏⁴²⁾、建設省建築研究所³⁸⁾などの実験結果によると、細粗骨材とも人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの中性化率は、川砂と天然産軽砂利を用いた場合あるいは骨材全部に川砂、川砂利を用いた場合と同程度であり、骨材全部に天然軽量骨材を用いた場合よりもかなり有利であることを確かめている。

(5)熱的性質

軽量コンクリートは普通コンクリートに比して一般に熱伝導率は小さい。コンクリートの熱伝導率は、骨材の性質ばかりでなく、コンクリートの単位重量、骨材の含水率などによっても変化する。表-1.21は、徳田氏⁴³⁾らが行った膨張頁岩を用いたコンクリートの熱的性質に関する実験結果の一部である。

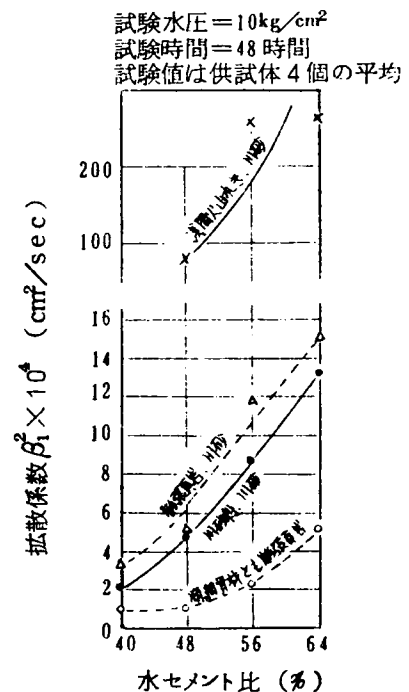


図-1.42 材令28日における透水試験結果

表-1.21 軽量コンクリートの熱的性質

| コンクリート種類 | 水セメント比 (%) | 配合比 (kg/m³) | | | コンクリート比重 | 圧縮強度 σ_{28} (kg/cm²) | 熱拡散率 $\frac{b^2}{h^2}$ ($\times 10^{-5}$ m²/h) | 熱伝導率 K (Kcal/m·h·°C) | 比熱 C (Kcal/kg·°C) | 熱膨張係数 α ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) |
|----------|------------|-------------|-----|------|----------|-----------------------------|-------------------------------------------------|----------------------|-------------------|------------------------------------------------------|
| | | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | | | | | | |
| 普通 | 45 | 367 | 794 | 1133 | 2.46 | 426 | 302 | 2.08 | 0.26 | 7.4 |
| 軽量Ⅰ | 45 | 416 | 486 | 568 | 1.66 | 338 | 140 | 0.99 | 0.41 | 5.8 |
| 軽量Ⅱ | 44.9 | 321 | 497 | 658 | 1.62 | — | 144 | 1.06 | 0.43 | 5.8 |

*粗骨材最大径 20mm

すなわち、軽量コンクリートと普通コンクリートとを比較すると次のようなことがわかる。

- 1) 熱拡散率および熱伝導率は、前者は後者の約 1/2 である。
- 2) 比熱は、前者は後者の約 1.6 倍となる。
- 3) 熱膨張係数は、前者は後者の約 3/5 ~ 2/3 程度である。

また軽量コンクリートが高熱を受けた際の、圧縮強度の減少は、一般に普通コンクリートより

りも少ない。図-1.43は、丸安氏ら²³⁾による実験結果の一部を示す。すなわち細粗骨材とも膨張頁岩を用いたコンクリートは普通コンクリートにくらべて約 200°C 高い温度に耐えることが明らかにされている。

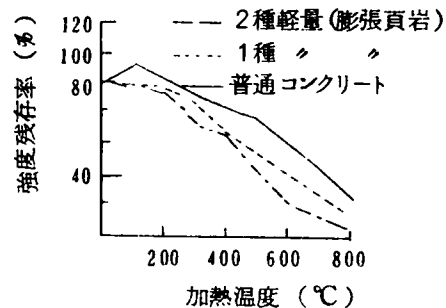


図-1.43 各種コンクリートの加熱温度と強度残存率との関係

〔 才 1 編 参 考 文 献 〕

- 1) J.E.Conley, H.Wilson, T.A.Klinefelter et al.:
Production of lightweight concrete aggregates from clays, shales, slates and other materials, U.S.Bur, Mines, Repts. Invest. No.4401, 1948
- 2) C.M.Riley: Relation of chemical properties to the Bloating of clays. J. of Am.Cer. Soc. 34 (4). 1950
- 3) J.O.Everhart, E.G.Ehlers, J.E. Johnson & J.H.Richardson:
A study of light-weight aggregates, Eng. Experiment

Station College of Eng., the Ohio State Univ.
Columbus, Vol. XXVII No.3, May 1958.

- 4) 爾見, 吉村: 人工軽量骨材の膨張機構, セメント技術年報XIX, 1965
- 5) 爾見; 造粒式軽量骨材の膨張機構について, セメント技術年報XX, 1966
- 6) 近藤, 縄田: 人工軽量骨材に関する基礎研究, セメント技術年報XVIII, 1964
- 7) T.A.Klinefelter, R.T.Hancock & H.P.Hamlin: Testing of clays for lightweight aggregates, J. of Am. Cer Soc, 32, 1949
- 8) 外山, 河村, 鈴木: 軽量骨材の焼成に関する速度論的考察, 化学工学 31, [11], 1967
- 9) 北海道開発庁: 窯業資源報告, 1966
- 10) 特許オ 288697号: フライアッシュとパルプ排液とを用いた高強度軽量骨材の製造方法
- 11) 特許公報昭 42-8630: 高強度軽量骨材の製造装置
- 12) 高柳他: 膨張高炉スラグ骨材, 材料, [15] 157 Oct. 1966
- 13) B.S. 812, 1960: Determination of Aggregate Crushing Value.
- 14) 日本材料学会編, 工業材料試験便覧 1965
- 15) 爾見, 嶋谷: コンクリート用骨材の破砕値とコンクリートの強度, セメントコンクリート No.235, 昭 4 1. 9.
- 16) 白山: 人工軽量骨材の性質, コンクリートジャーナル Vol.4, No.12, 昭 41.12.
- 17) 岸谷: 人工軽量骨材の品質に関する一考察, 構造用軽量コンクリートシンポジウム論文集, 日本A.C.I., 1964
- 18) 鈴木, 松沢: 人工軽骨の品質とコンクリートの強度の関係, 材料 Vol.15, No.157, 1966 10.
- 19) ACI Committee 613: Recommended practice for Selecting Properties for Structural Lightweight Concrete. J. of ACI, Sept. 1958.
- 20) 土木学会: 人工軽量骨材コンクリート設計施工指針 (案), 1966.
- 21) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書, JASS-5, 鉄筋コンクリート工事, 昭和 40年
- 22) ASTM-C330-64T, Tentative Specifications for Lightweight Aggregate for Structural Concrete. 1964.
- 23) 丸安, 小林, 伊藤: 軽量コンクリートの乾燥収縮と耐熱性について, 土木学会コンクリートライブラリー, オ 10号, 1964, 5.
- 24) 村田二郎: 軽量コンクリートの水密性および軽量鉄筋コンクリートげたの曲げおよび

- びせん断試験について，土木学会コンクリートライブラリーオ10号，1964，5.
- 25) 奥島正一，小阪義夫：人工軽量骨材コンクリートの力学的性質，材料，オ15巻，157号，昭41年10.
- 26) J. J. Shideler: Lightweight-aggregate Concrete for Structural Use, J. of ACI, Oct., 1957.
- 27) 山崎，西岡，国本：人工軽量骨材を用いたコンクリートの諸性質について，日本ACI，構造用軽量コンクリートシンポジウム論文集，昭39. 11.
- 28) 西沢紀昭：人工軽量骨材を用いたコンクリートの力学的性質に関する実験結果，土木学会コンクリートライブラリーオ10号，1964. 5.
- 29) A. Short, W. Kinniburgh: Lightweight Concrete, C.R. Books, 1963.
- 30) 今井，吉原，河野：道路橋スラブに使用した人工軽量骨材コンクリート，セメント・コンクリート，229，昭41. 3.
- 31) 樋口，西郷：軽量骨材コンクリートの付着強度，土木学会コンクリートライブラリーオ10号，1964. 5.
- 32) ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete, 1963.
- 33) B. S Code, CP114, 1957.
- 34) 西沢，池田：人工軽量骨材を用いたコンクリートの支圧強度に関する実験結果について，日本ACI，構造用軽量コンクリートシンポジウム論文集，昭39. 11.
- 35) W. H. Cray, J. F. McLaughlin, J. D. Antrim: Fatigue Properties of Lightweight Aggregate Concrete, J. of ACI, Aug., 1961.
- 36) 高橋，野口，小池：軽量コンクリートの設計上の問題点，プレストレストコンクリート Vol. 6, No. 3, 1964.
- 37) 奥島，小阪，大井：軽量コンクリートの乾燥収縮とクリープ，プレストレストコンクリート Vol. 6, No. 3, 1964.
- 38) 建設省建築研究所，膨張頁岩軽量骨材「M」を使用したコンクリートの性能試験報告書，昭39. 4.
- 39) 六車，深田：人工軽量骨材コンクリートの収縮ひずみ，セメント技術年報XIX, 1966.
- 40) P. Klieger & J. A. Hanson: Freezing and Thawing Test of Light Weight Aggregate Concrete, J. of ACI, Jan, 1961.
- 41) 国分：軽量骨材を用いるコンクリートにおける問題点，土木学会コンクリートライブラリー，オ10号，1964. 5.
- 42) 岸谷：人工軽量骨材コンクリートの性質 — 中性化，コンクリートジャーナル 1966. 12.
- 43) 徳田，伊藤：人工軽量骨材を用いたコンクリートの熱的性質について，土木学会コンクリートライブラリー No. 10. 1964. 5.

第2編 人工軽量骨材の吸水特性に関する研究

1. 概 説

一般に軽量骨材は普通骨材に比して吸水量は大きく、しかも吸水がかなり長時間持続することが知られている。この軽量骨材の吸水量あるいは吸水速度は骨材粒の表面状態や粒径によってかなり異なり、表面殻を有する人工軽量骨材は天然産の軽量骨材に比して吸水量が少なく、そのうちでも造粒焼成されたいわゆる造粒型人工骨材は破碎型の非造粒型骨材よりも吸水量が少ない。また同型の軽量骨材でも粒径の小さいものは一般に比重が大きく、吸水量は大径のものよりも少ないが吸水速度は大きいことも知られている。従って軽量骨材の表面あるいは内部組織について考えてみると、非常に大きい空隙を有しかつ被膜のない骨材の直接的な水の浸透による吸水（天然産軽量骨材の吸水の場合のような）と、小さい空隙を有し堅硬な被膜のある骨材の毛細管現象による吸水（人工軽量骨材の吸水の場合のような）とに大きく分けることができる。

骨材の吸水量はコンクリートの配合における骨材量、水量、セメント水比の決定、まだ固まらないコンクリートのコンシステンシーの選定、硬化コンクリートの単位容積重量、強度、乾燥収縮などに大きい影響を及ぼす。これらコンクリートの諸性質に大きい影響を及ぼすとされている吸水量の測定には、普通骨材の場合とは異なった種々の方法が考案されているが、欠点も多く正確を期し難く、とくに粒径の小さい細骨材ことに微細粒の吸水量の測定は非常にやっかいで、現在のところ充分満足できるような測定法は見出されていない。¹⁾

現在までに得られた内外の研究結果^{2), 3), 4)}を総合すると、吸水量の絶対値が大きいことよりもむしろ吸水速度の方が問題となり、たとえ吸水量あるいは吸水率が大きくても水と接すると直ちに吸水し、その後の吸水が非常に緩慢となるような骨材であれば、コンクリートの配合設計の場合や実際の練り混ぜに際してあまり問題はないようである。骨材の吸水率と直接関係のあるプレウェッチング (pre-wetting) の問題については、未知の面が非常に多いが、アメリカでは、プレウェッチングされない骨材を用いるときにはセメントペースト中における有効水量の減少によって圧縮強度が増加し（プレウェッチング骨材を使用したコンクリート強度の5～10%大となる）、またプレウェッチング骨材を用い

ると凍結融解作用に対する抵抗性が極めて低くなる点などに注目してブレウェッチングに反対する立場をとり^{3),5)} 一方わが国の土木学会⁶⁾ およびヨーロッパの諸国⁷⁾ では、まだ固まらないコンクリートのコンシステンシーを一定に保つことの方が重要であるとして、コンクリートの練り混ぜにはブレウェッチング骨材を使用することを原則としている。また軽量骨材の比重が小さいために、骨材が乾燥していると運搬や取扱いの際に細粒部分が飛散したり、大小粒の分離が起りやすいので、これを防止するためには骨材がある程度湿っている方がよいとされている。一方、ブレウェッチングの必要性が明らかになったとしても、骨材の含水量が均一となるようにブレウェットし、その後の水分の蒸発を防ぐことには相当の手数と費用とを要するので、小工事ならともかく大量の骨材を使用する場合にはなかなか容易なことではない。このようにブレウェッチングの問題を、コンクリートの配合管理、強度におよぼす影響、骨材の貯蔵運搬、ブレウェッチングに要する費用などと併わせ考慮すれば、その必要性の是非を簡単に結論することはできない。

軽量骨材の吸水率（量）の表示法としては次のものが考えられる。すなわち、

(1)骨材重量が一定となるまで乾燥した、いわゆる絶対乾燥状態からある一定時間（たとえば24時間、48時間など）水に浸したときの吸水率（量）（これを24時間吸水率あるいは48時間吸水率と称する）。

(2)気乾骨材を一定時間浸水したときの吸水率（量）。

(3)骨材重量が一定となるまで浸水したときの吸水率（量）（完全吸水と称する）。

(4)骨材の瞬間吸水率。

いまここで比較的測定の容易な乾燥骨材の吸水率 f_t 、湿潤骨材の吸水率 f_n 、容積吸水率 f_v の相互の関係について述べる。

$$f_t = \frac{f_n}{1 - \frac{f_n}{100}} \quad (\%) \quad (2.1)$$

$$f_n = \frac{f_t}{1 + \frac{f_t}{100}} \quad (\%) \quad (2.2)$$

$$f_v = f_t \cdot \frac{\gamma_k}{\gamma_w} = \frac{f_n}{1 - \frac{f_n}{100}} \cdot \frac{\gamma_k}{\gamma_w} \quad (2.3)$$

ここに、 f_d ：乾燥骨材の吸水率、 f_n ：湿潤骨材の吸水率、 f_v ：容積吸水率、

γ_k ：乾燥骨材の単位容積重量、 γ_w ：水の比重。

ただし骨材の飽和の程度は上式によって求めることができないが、便宜上骨材重量が一定となるまでの吸水率（完全吸水）と或る時間における吸水率との比で表わすことができる。

さて、人工軽量骨材の吸水特性は普通骨材あるいは天然産の軽量骨材の吸水特性とは自ずから若干趣を異にしている。これは、人工軽量骨材は骨材内部に容積で30～50%にも達する比較的大きい空隙を有しているにもかかわらず、骨材表面は堅固なガラス層（surface shell）で被覆されているため吸水速度が小さく、吸水が長時間持続するからである。また骨材を浸水させた場合、骨材表面のガラス層の毛細管的作用による瞬間吸水率は全吸水率と比較して無視することができない。しかしいわゆるこの毛細管作用による瞬間吸水率の測定は非常に困難であって、瞬間吸水率がコンクリートの練り混ぜ時の水量を決定する上で重要なファクターになると予想されているにもかかわらず、現在の所明確な測定法は存在していないのである。

本編では新たに考案した瞬間吸水率の測定装置とその方法、各種人工軽量骨材の吸水特性、絶乾あるいは気乾骨材を用いて、表面乾燥飽和状態の骨材を用いたコンクリートと同じコンシステンシーを有するコンクリートを練り混ぜるに要する補正水量の問題、コンクリート中における骨材の吸水特性などに関する研究結果について述べる。

2 人工軽量骨材の吸水特性

ここでは、人工軽量骨材の吸水特性を検討するに当たって、吸水を瞬間吸水と置換吸水とに分け、吸水率（量）の測定方法とそれぞれの吸水率および24時間吸水率との関係、種々の骨材の吸水特性などの実験結果について述べる。

1. 瞬間吸水率の測定装置および測定方法

瞬間吸水率を測定するために図-2.1に示すような装置を考案した。この装置による瞬間吸水率測定の原理は、最初容器の系内の圧力を大気圧と等しくしておき、コックBを閉

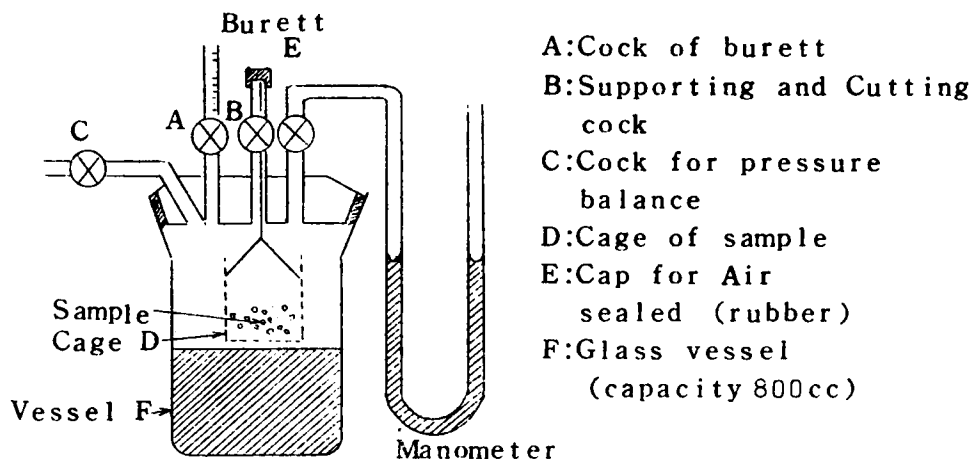


図-2.1 瞬間吸水率測定装置

じると直ちに試料カゴが水中に浸漬すると同時に系内は外圧と遮断され、骨材が瞬間的に吸水することによって系内に圧力差が生じマンオメーターの水頭が変化する。その変化量を、コックAを開けてビューレット中の水でマンオメーターの水頭が元に戻るまで補正し、その補正量から瞬間吸水量を求める。なお、この場合の骨材の吸水は骨材粒中の空気と水との置換ではなく吸着によるものであると仮定する。従ってこの装置によって測定される吸水量は1分以内の瞬間的な値であって、それ以後の長期にわたる吸水量（置換吸水量と称することにする）はこの装置では測定できないので慣用の重量変化を測定する方法あるいは吸水量を水量の変化で測定する方法で求めなければならない。

以下測定の手順についてさらに詳しく述べる。

- i) ガラス製の容器 (F) に 400 cc の水を正確に測り注水する。
- ii) 絶乾状態の人工軽量骨材の資料 100 gr を採取して 44 μ の網目を有するカゴに入れ、容器に注水した水と接触しないように金属細線で吊しその先端をコックBに固定する。
- iii) コックAを閉じてビューレット中に水を注ぎ正確に水頭を測る。
- iv) コックCを開けて容器中の圧力を大気圧と等しくし（マンオメーターの水頭を等しくする）、コックCを閉じる。この時容器の系内は大気圧に保たれることになる。
- v) コックBをねじることによってカゴを吊した細線が切断され、資料を入れたカゴ (D) が水中に落ち込む。この時系内は大気圧と遮断され、圧力が瞬間的に低下するが、この圧力の低下は骨材表面のガラス層の毛細管による吸着（瞬間吸水）に相当する。すな

わち式(2.4)に示すような吸着によって毛細管中に吸水される。

$$P = \frac{2\pi T \cos \theta}{r} \quad \left(\frac{\text{dyne}}{\text{cm}^2} \right) \quad (2.4)$$

$$= 2\pi r T \cos \theta \quad (\text{dyne}) \quad (2.4')$$

ここに T : 水と毛細管との間の表面張力

θ : 水と毛細管との接触角

r : 毛細管の半径

P : 毛細管に浸透する水の圧力

人工軽量骨材の毛細管の半径は非常に広い範囲に分布するので、ここでは平均毛細管半径 \bar{r} を用いて表わすと系内の圧力の低下は次式で表わされる。

$$\Delta P = N\pi \bar{r}^2 h \rho g \quad (\text{dyne}) \quad (2.5)$$

ここで ΔP : 系内の圧力低下 (マノメーターの水頭の変化)

h : 毛細管の吸着距離 (吸着によって生ずる毛細管中の水の浸透距離)

g : 重力の加速度

N : 人工軽量骨材資料の毛細管の数

\bar{r} : 平均毛細管半径

ρ : 水の密度

vi) 瞬間吸水量はコックAを開けて系内の圧力が元の状態 (大気圧と等しくなる) となるまで (マノメーターの水頭が等しくなる), ビューレット中の水を容器中に注水し, その量を測ることによって直接求めることができる。従って瞬間吸水量は次式で計算される。

$$PV = (P - \Delta P)(V + \Delta V)$$

$$\Delta V = \frac{\Delta P}{1 - \Delta P} V \quad (2.6)$$

ここで, V : 容器中の水の容積

ΔV : 瞬間吸水量

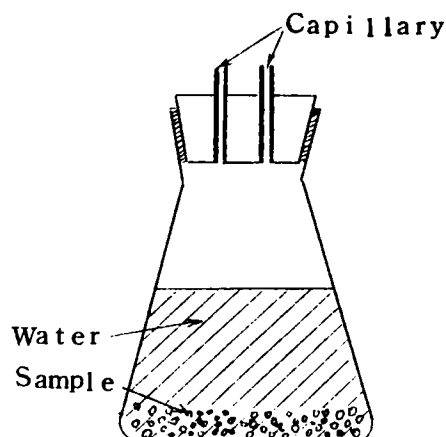
P : 元の気圧 (大気圧で $P = 1$ とした)。

なお, 置換吸水量 (率) は図-2.2に示すような慣用のピクノメーター法で測定する。

2. 人工軽量骨材の瞬間吸水特性および 吸水速度

(1) 試料

本試験には以下の表－2.1に示すように、骨材の形状は造粒型と非造粒型，頁岩，粘土，フライアッシュなどの原料から製造された人工軽量細骨材と粗骨材を試料として選び，各骨材はそれぞれ5 kg ずつ採取して一定重量となるまで（絶乾状態）乾燥し，そのうちから4分法によって1 kg の資料をとり，1種



図－2.2 置換吸水率測定用ピクノメーター

類の骨材について10回の試験を行ない結果はそれらの平均で表わすことにした。

表－2.1 試料とした人工軽量骨材の種類

| 骨材種別 | 記号 | タイプ | 原 料 | 商 品 名 |
|-------|----|-------|-----------|---------|
| 粗 骨 材 | A | 非造粒型 | 膨 張 頁 岩 | アサノライト |
| | J | 造 粒 型 | 焼成フライアッシュ | ジョーライト |
| | L | 〃 | 膨張頁岩・粘土 | ライオナイト |
| | M | 非造粒型 | 膨 張 頁 岩 | メサライト |
| | R | 〃 | 〃 | ロックライト* |
| 細 骨 材 | A | 〃 | 〃 | アサノライト |
| | L | 造 粒 型 | 膨張頁岩・粘土 | ライオナイト |
| | M | 非造粒型 | 膨 張 頁 岩 | メサライト |
| | R | 〃 | 〃 | ロックライト* |

* アメリカの製品

(2) 実験結果および考察

瞬間吸水量，置換吸水量および24時間吸水量の測定結果を表－2.2に，吸水量と吸水時間との関係を図－2.3，図－2.4にそれぞれ示す。これらの結果より，瞬間吸水率と24時間吸水率との比は，非造粒型骨材で約30%，造粒型骨材で約25%となり骨材形状による差はあまり大きくない。またこの事実，瞬間吸水率を知ることによって，24時間吸水率をかなりの精度で推定することができることを示している。他方瞬間吸水量と

表-2.2 瞬間吸水率，置換吸水率および24時間吸水率

| 骨材種別 および記 号 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------------|---|--------------------|--------------------|-------------------|----------------------|-------------|
| | | (1) | (2) | (1)+(2) | (4) | (1)/(4) |
| | | 瞬間吸水率 (% by wt) | 置換吸水率 (% by wt) | 全吸水率 (% by wt) | 24時間吸水率 (% by wt) | 吸水率比 (%) |
| 粗 骨 材 | A | 2.13 | 5.63 | 7.76 | 7.20 | 30 |
| | J | 0.72 | 1.88 | 2.60 | 2.58 | 28 |
| | L | 0.55 | 1.70 | 2.25 | 2.25 | 24 |
| | M | 2.71 | 4.31 | 7.02 | 8.71 | 31 |
| | R | 2.68 | 5.63 | 8.31 | 8.58 | 31 |
| 細 骨 材 | A | 2.48 | 5.33 | 7.81 | 7.60 | 32 |
| | L | 0.76 | 2.42 | 3.18 | 3.35 | 23 |
| | M | 4.40 | 6.51 | 10.91 | 14.20 | 31 |
| | R | 4.50 | 9.67 | 14.17 | 15.80 | 29 |

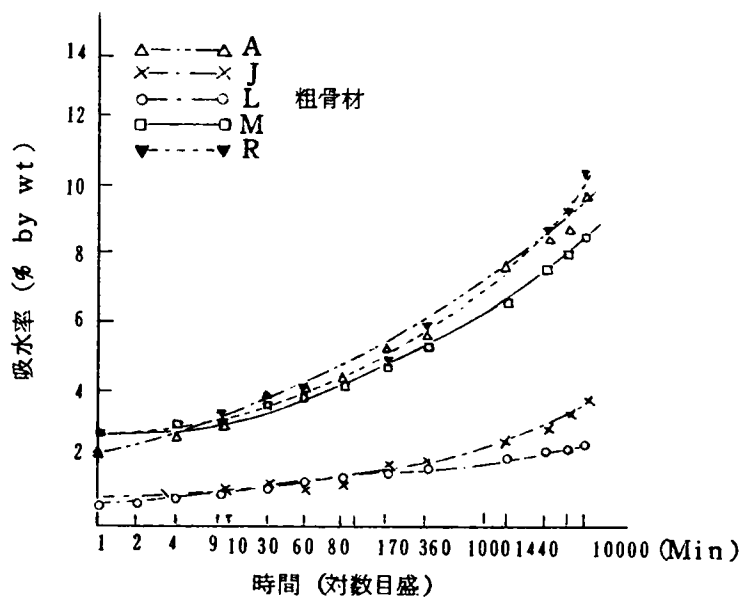


図-2.3 吸水率～時間曲線

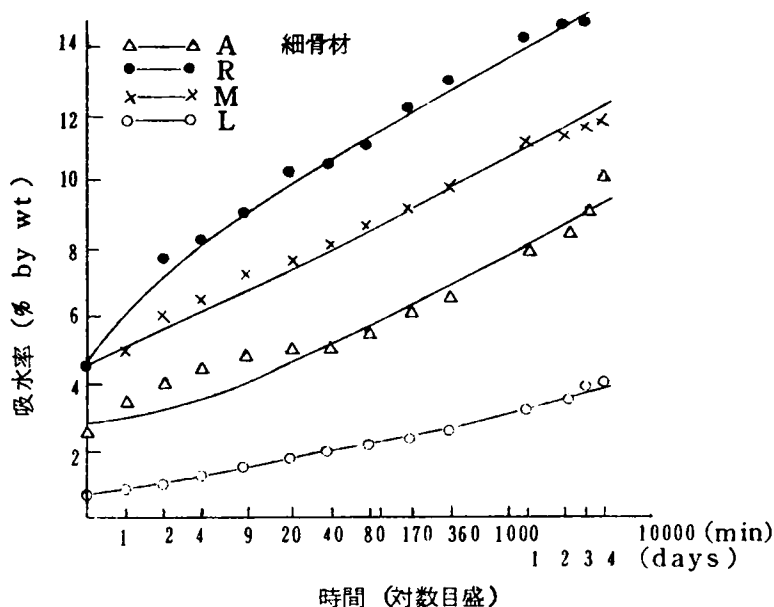


図-2.4 吸水率～時間曲線

24時間までの置換吸水量との和は、慣用の重量法で求めた24時間吸水量とほぼ等しいこともわかる。吸水量と吸水時間（対数で表わす場合）との間には、1440分すなわち24時間まではほぼlinearな関係が存在し、これはポーラスな物質にガスが吸着する場合の吸着速度と同じ傾向を示す。このガス吸着の場合の関係を骨材の吸水に適用すると次式が成立する。

$$V_t = k \log t + a \quad (2.7)$$

ここで、 V_t ：骨材の吸水率（量）

t ：時間

k ：置換吸水率の速度

a ：瞬間吸水率（量）

なお、上式による定数 a および k の実験値はそれぞれ表-2.2における1, 2に示した値である。式(2.7)から得られた実験定数 a , k および吸水率～時間曲線(図-2.3, 2.4)を考察すると、細骨材においては非造粒型と造粒型とで吸水率が著しく異なり、非造粒型では骨材の種類にかかわらず24時吸水で7～8%、造粒型では2～3%程度である。また吸水時間曲線の形状としては、造粒型骨材ではほぼ直線であるのに対して、非造粒型

骨材では時間軸に対してほぼ凹形の曲線，すなわち時間が経過しても吸水が持続することを示している。一方粗骨材においては骨材の種類による影響がかなり大きく現われ，アメリカ産のロックライト（記号R）は表面のガラス層が薄いためか吸水が最も大きい。また同じ膨張頁岩の非造粒型でも，アサノライト（記号A）はメサライト（記号M）よりも瞬間吸水率が小さいのは，アサノライトの方が焼成温度が若干高くそれだけガラス層が堅固で，毛細管が少ないためと予想される。造粒型骨材ライオナイトは細骨材の場合と同様吸水率が最も小さい。なお，粗骨材と細骨材を比較すると，細骨材の方が吸水が少なくかつ粒径が小さくなるに従って吸水率も小さくなることが予想される（オ3編，図-3.9参照）。

3. 人工軽量骨材コンクリートのコンシステンシーにおよぼす吸水特性の影響

コンクリートの練り混ぜに際して，絶乾状態あるいは気乾状態の人工軽量骨材を用いて，所要のコンシステンシーを有するコンクリートを得るためには，練り混ぜ中に骨材に吸水される水量を正確に求めて混合用水を補正しておかなければならない。そこで，2で求めた骨材の吸水特性を利用して絶乾状態の軽量骨材を用いた場合の補正水量を求める方法およびこの補正水量を用いて行なった実際のコンクリートの練り混ぜについて述べる。

1. 使用材料

(1)セメント：普通ポルトランドセメント

(2)骨材：市販の人工軽量骨材の中から代表的な2銘柄，非造粒型メサライトおよび造粒型ライオナイトを選んだ。これら骨材の吸水特性は2の表-2.2に，また骨材の物理的性質を表-2.3，2.4に示す。

2. 試験方法

コンクリートの配合設計条件としては，セメント量を 350 kg/m^3 ，細骨材率（ s/a ）を45%，およびスランプ $15\pm 1\text{ cm}$ となるよう選び，かつ練り混ぜ時間を3分間とし

表-2.3 人工軽量細骨材の性質

| 骨材の種類 | 骨材の乾燥度 | 24時間吸水率(%) | 含水率(%) | 比重 | 粒度分布 (残留%) (% by wt) | | | | | | 粗粒率 (FM) |
|-------|----------------------|------------|--------|------|-------------------------|------|------|------|------|------|----------|
| | | | | | 5 mm | 2.5 | 1.2 | 0.6 | 0.3 | 0.15 | |
| L | Q.D.* ¹ | 4.17 | 0 | 1.93 | 1.3 | 20.7 | 53.0 | 72.0 | 81.6 | 91.5 | 3.20 |
| | S.S.D.* ² | | 4.17 | 2.02 | | | | | | | |
| M | Q.D. | 14.20 | 0.4 | 1.63 | 0 | 15.3 | 52.8 | 72.3 | 87.5 | 94.5 | 3.23 |
| | S.S.D. | | 14.2 | 1.75 | | | | | | | |

* 1 絶乾状態

* 2 表乾状態

表-2.4 人工軽量粗骨材の性質

| 骨材の種類 | 骨材の乾燥状態 | 24時間吸水率(%) | 含水率(%) | 比重 | 粒度分布 (残留%) | | | 粗粒率 (FM) |
|-------|---------|------------|--------|------|------------|------|------|----------|
| | | | | | 15 mm | 10 | 5 | |
| L | Q.D. | 2.25 | 0 | 1.48 | 0 | 42.3 | 95.8 | 6.38 |
| | S.S.D. | | 2.25 | 1.49 | | | | |
| M | Q.D. | 9.88 | 0.4 | 1.27 | 0.2 | 44.4 | 97.8 | 6.42 |
| | S.S.D. | | 9.88 | 1.37 | | | | |

た。実際のコンクリート練り混ぜ時の補正水量は次に述べる方法によって求めた。

(1) 先ず表面乾燥飽和状態の骨材を用いて、所要のスランブを得るに要する混合用水量を求めて、コンクリートを実際に練り混ぜる。

(2) 絶乾状態の骨材を用いる場合にも同様に所要のスランブを得るに要する水量を試験によって求め、表乾状態の骨材を用いた場合の水量との差を補正水量 Δw とする。

(3) 2で求めた瞬間吸水率、置換吸水率と補正水量との関係について検討する。

(4) 表乾および絶乾状態の骨材を用いたコンクリートを長時間練り混ぜた場合のスランブプロスを測定して、吸水量のコンシステンシーに及ぼす影響を検討する。この場合には、8切ミキサを連続運転させながら、所定時間にスランブ測定に要する量をミキサから排出して、直ちに3個のスランブコーンでコンシステンシーを測定し、測定済みの資料は再びミキサ中に戻す方法を採用した。

3. 実験結果およびその考察

コンクリートの練り混ぜ試験に用いたコンクリートの配合および絶乾状態の骨材を用いた場合の補正水量を表-2.5に、練り混ぜ時間とスランブロスとの関係を図-2.5に示す。

表-2.5 コンクリートの配合および補正水量

| 骨材の種類 | 骨材の乾燥状態 | 配 合 (kg/m³) | | | | | | 測 定 スラン (cm) |
|-------|---------|-------------|------|------|---------|-------|-----|--------------------|
| | | セメント | 単位水量 | 補正水量 | s/a (%) | 骨 材 量 | | |
| | | | | | | 細骨材 | 粗骨材 | |
| L | S.S.D. | 350 | 197 | 0 | 45 | 610 | 547 | 16.0 |
| | O.D. | 350 | 197 | 24 | 45 | 586 | 538 | 14.7 |
| M | S.S.D. | 350 | 205 | 0 | 45 | 523 | 489 | 14.8 |
| | O.D. | 350 | 205 | 86 | 45 | 487 | 464 | 14.7 |

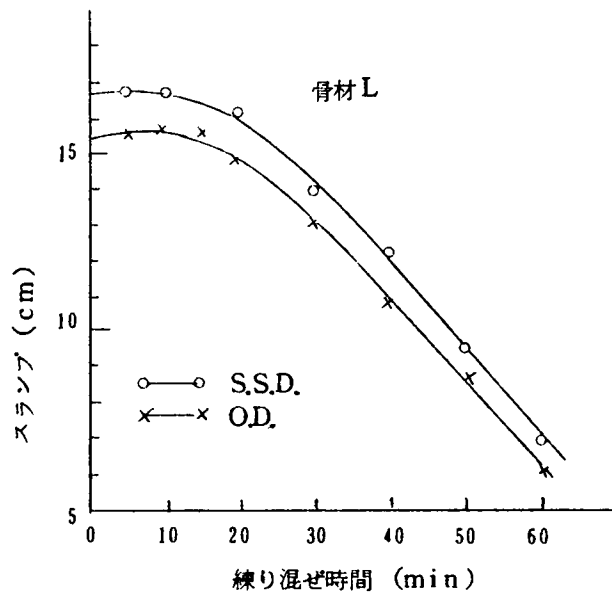


図-2.5 練り混ぜ時間とスランブロスの関係 (ライオナイト)

表-2.5 より、絶乾状態の骨材を用いた場合の補正水量は、造粒型ライオナイトで 24 kg/m³、非造粒型メサライトで 86 kg/m³ である。ここでは、24時間吸水量と水量補正率 (δ) との関係を次式のように表わして考察を進める。

$$\delta = \frac{\Delta w}{LS \cdot \theta_{S24} + LG \cdot \theta_{G24}} \times 100 \quad (2.8)$$

ここで Δw : 1 m^3 当りの補正水量

LS : 1 m^3 当りの絶乾状態の細骨材量

LG : 〃 〃 〃 の粗骨材量

θ_{S24} : 細骨材の24時間吸水率

θ_{G24} : 粗骨材 〃 〃

上式から求めた24時間吸水率に対する補正水量の割合は骨材Lで66%, 骨材Mで75%となる。さらに補正水量と瞬間吸水率および置換吸水量との関係について考察すると, 両骨材とも瞬間吸水量と置換吸水量の $1/2$ を補正してやればよいことになる。すなわち, 補正水量 ΔW は次式で求めることができる。

$$\Delta W = LS \left(\theta_{SM} + \frac{1}{2} \theta_{SR} \right) + LG \left(\theta_{GM} + \frac{1}{2} \theta_{GR} \right) \quad (2.9)$$

ここで, θ_{SM} : 細骨材の瞬間吸水率

θ_{SR} : 〃 の置換吸水率

θ_{GM} : 粗骨材の瞬間 〃

θ_{GR} : 〃 〃置換 〃

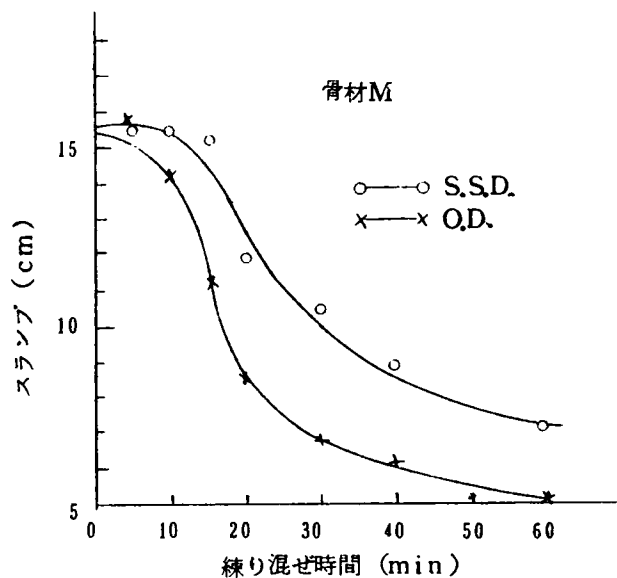


図-2.6 練り混ぜ時間とスランブとの関係 (メサライト)

他方、 ΔW と吸水率～時間曲線との関係について考察すると、絶燥骨材を使用する際の補正水量は吸水曲線の30～40分吸水率（量）に相当することがわかる。

また、図-2.5、2.6には練り混ぜ時間とスランブロスとの関係を示すが、この図より骨材の乾燥状態が異なっても、スランブロスにおよぼす影響は少なく、とくに吸水率の小さい骨材ではこの傾向が著しい。これはセメントペースト中における骨材の吸水が、清水中よりも非常に少ないことを示している。また、骨材別にスランブロスと練り混ぜ時間との関係を考察すると、吸水率の大きい骨材Mの方がスランブロスが大きく、約20分で1/2になるのに対して骨材Lでは50～60分後にスランブが半分となる。瞬間吸水は材料をミキサに投入した直後に生ずるので、スランブロスは骨材の置換吸水によるものであると推察される。従って気乾状態の骨材を用いる場合には、瞬間吸水がほとんどないので、実際に使用する骨材の使用時における吸水率と置換吸水率との差の半分の吸水率から補正水量を求めてやればよいことになる。

上述した練り混ぜ中におけるスランブロスは生コン工場からトラックミキサでコンクリートを攪拌しながら運搬することを想定して行なったものである。軽量コンクリートは普通コンクリートよりもスランブロスが若干大きいことが推定されるので、生コン工場においては運搬時間を考慮したスランブを定めておくか、あるいは減水遅延剤の混入が望ましい。また静置したコンクリートのスランブロスについては、今回試験を行っていないが、現在までに発表された研究報告によれば普通コンクリートと大差ないことが確められている。プレキャスト部材を製造する際には、コンクリートをミキサから排出後直ちに打設する場合が多いので、スランブロスを考慮する必要はほとんどなく上述した補正水量で十分であると考えられる。

4. 結 論

実験結果を要約すると次下の通りである。

1. 瞬間吸水率は造粒型骨材および非造粒型骨材においてそれぞれ24時間吸水率の25%および30%である。また瞬間吸水率も骨材の種類（原料、形状等）によって相当異なる。

2. 人工軽量骨材の吸水率は次式によって表わすことができる。

$$V_t = k \log t + a$$

3. 絶乾状態の骨材を用いた場合の混合用水の補正量（表乾状態の骨材を用いた場合と同じスランブを得るための）は造粒型骨材で約66%, 非造粒骨材で約75%である。
4. 補正水量は瞬間吸水量および置換吸水量の半分を考慮すればよく、これは吸水～時間曲線の30～40分吸水に相当する。すなわち次式のようになる。

$$\Delta W = L S \left(\theta_{SM} + \frac{1}{2} \theta_{SR} \right) + L G \left(\theta_{GM} + \frac{1}{2} \theta_{GR} \right)$$

5. 骨材の乾燥状態が異なる場合でも、運転中のミキサから排出したコンクリートのスランブの時間的ロスには余り差がなく、この傾向は非造粒型骨材よりも造粒型骨材を用いたコンクリートで著しい。
6. スランブロスは骨材の置換吸水量によるものと考えられる。

以上述べたように人工軽量骨材の吸水率は、普通天然骨材よりも大きく、また粗骨材の方が細骨材よりも吸水率が少ない一般的な傾向を示している。比重の小さい軽量骨材の吸水率が極端に小さく、かつ表面組織が滑らかすぎるような場合には、セメントペーストとの付着が悪くなり、強度とくに曲げあるいは引張強度が低くなるおそれもある。このように極端に吸水率が小さいのもコンクリートに悪影響を及ぼすと考えられるが、実際には吸水率が大きすぎることに伴うコンクリートの配合管理の困難さ、硬化コンクリートに及ぼす影響などの方が問題となる。しかし前述したとおり、骨材の吸水特性のうち吸水率の絶対値よりはむしろ吸水速度の方が重要であって、たとえ吸水率が大きくても、水と接すると直ちに吸水し、その後の吸水がほとんどないかあるいは緩慢となるような骨材であれば、コンクリートの配合管理はあまり困難ではないと考えられる。

ブレウエッチングの問題については、実験結果で述べたように、骨材の種類によって若干吸水特性が異なるので、コンクリートの施工方法をも考慮に入れて、ブレウエッチングが必要であるかどうかについて、その時々に応じて判断するのが最も合理的である。たとえば、瞬間吸水後30分間の置換吸水率の変化が1% (by volume) 以下のものでは

れば、あえてブレウェッチングの必要はなく、吸水率の変化が2～4% (by volume) 以上もある骨材であれば、やはりブレウェッチングを行なった方がよいようである。

コンクリートの混合用水は、普通コンクリートでは所定のスランプを得るに要する最小の水量を求めることによって決定できるが、人工軽量骨材は普通骨材と異なった吸水特性を示すので、コンクリートの練り混ぜ、運搬あるいは打設中のコンシステンシーの変化を考慮しなければならず、練り混ぜ直後のスランプあるいは使用水量の決定は非常に困難な問題である。骨材の種類あるいは乾燥状態によっても混合用水量の量が異なるのは当然であるが、乾燥状態の骨材を使用する場合の補正水量は瞬間吸水と置換吸水とに分けて、それぞれの骨材の吸水特性を考えておけば容易に求めることができる。また練り混ぜ後打設完了までのコンシステンシーの変化に対しては、スランプ1 cm変化せしめるに要する水量（オ3編，図－3.11，表－3.17）や図－2.5に示すようなスランプ変化の実測データを参考にすれば、所要の補正スランプ値と補正水量を求めることが可能である。

〔 才 2 編 参 考 文 献 〕

- 1) 例えば JIS-A 1134, JIS-A 1135, JIS-R 5201
- 2) 例えば白山：軽量コンクリートの強度および調合方法に関する研究
- 3) * ACI Committee 613: Recommended Practice for
Selecting Proportions for Structural Lightweight
Concrete, J. of ACI., Sept. 1958
- 4) 例えば日本材料学会：人工軽量骨材使用軽量コンクリート施工指針（案）および解説，
材料 Vol 15, No. 157 Oct., 1966.
- 5) P. Klieger & J. A. Hanson: Freezing and Thawing Test
of Lightweight Aggregate concrete, J. of ACI, Jan.,
1961.
- 6) 土木学会：人工軽量骨材コンクリートの設計施工指針（案），1966.
- 7) 例えば B. S. Code, CP 114, 1957.

第3編 人工軽量骨材コンクリートの 配合設計に関する基礎的研究

1. 概 説

軽量コンクリートの配合は、使用する人工軽量骨材の種類によって当然異なることが予想されるが、原則としては普通コンクリートの配合設計において目標とすべき事項と同様に、所要の強度と施工に適するワーカビリティをもち、でき上りのコンクリートが均一でかつ耐久性を有する以外に、軽量コンクリートにおいては部材の軽量化を目標とすることが多いので、でき上りコンクリートの単位容積重量（比重）を配合設計における条件の1つとして考えておかなければならない。本章では、この種人工軽量骨材を用いたコンクリートの配合設計における問題点をとり上げ簡単に概説する。

(1) 人工軽量骨材の特性とその影響

軽量コンクリートの配合を決定する場合、使用する人工軽量骨材の性質が普通天然骨材とかなり相違するため、それによって起る問題点を考慮しておかなければならない。

1) 骨材の粒形

現在製造されている人工軽量骨材の形状は造粒型と非造粒型とに大別され、その外観は前者は球状、後者は碎石状を呈している。一般に造粒型の骨材は、骨材強度が大でかつ実績率が大きく、骨材の吸水率が比較的小さいが、球形に近いため転りやすく、貯蔵、運搬に不便をきたすおそれがある。非造粒型の骨材は、造粒型骨材に比して骨材強度が小さく、実績率もやや小さくまた吸水率は大きい。一方これら骨材を用いたコンクリートでは、造粒型骨材の場合、流動性がよいため少ない単位水量でワーカビリティのよいコンクリートが得られるが、骨材表面が滑らかすぎるものは、モルタルとの付着力がやや小さい。非造粒型骨材の場合は、ペーストとの付着力も大で表面積も大きく、角張っているので移動に対する抵抗が大で、かつ材料の分離を起し難い。

以上述べたように、骨材の形状にはそれぞれ長所、短所があるが、一般的には表面はあまり滑らかでなく、ある程度のあらあらしさをもっていて、全体としては球形に近いもの

がよい。

2) 比 重

骨材の比重は、練り上りコンクリートの単位重量に直接関係するので、コンクリートの配合設計条件にコンクリートの重量が与えられている場合には、適当な 比重をもつ骨材を選ばなければならない。^{1),2),3),4)} 骨材の絶乾比重とコンクリートの単位重量との関係については、建築学会¹⁾が次式のように表わしている。

$$\rho = 0.35 (\rho_s + \rho_G) + 0.48$$

ここに、 ρ ：軽骨コンクリートの気乾比重、 ρ_s 、 ρ_G ：細骨材および粗骨材の絶乾比重
上式は設計基準強度 225 kg/cm^2 以下の軟練りのコンクリートに対するものであって単位セメント量が多く硬練りの土木用あるいはPC用コンクリートにおいては、上式による推定値よりも若干大きくなる傾向がある。土木用の場合には、一般に軽骨材の比重の最大値を、粗骨材で1.3程度、細骨材で1.8程度とすることが望ましい。また骨材比重が小さいので、コンクリートのコンシステンシーあるいは仕上げに影響することもある。考慮しておく必要がある。

3) 吸水率

人工軽骨材はその表面が不透水性、硬質のガラス層でおおわれているため、その吸水率は普通骨材よりも大きい、天然軽骨材に比らべると著しく小さい。コンクリートの配合を決定する場合、骨材の吸水率が小さいことは勿論のこと、吸水率の変動の小さいことも骨材選択の条件となってくる。人工軽骨材は飽水状態で使用することが望ましいが、絶乾あるいは気乾状態で使用することも可能である。しかしこの場合、絶乾あるいは気乾状態からの吸水率が短時間である程度まで一定になるという条件が必要である。これらの事実については、第2編で詳しく述べてある。以上述べたように、人工軽骨材の吸水率はかなり大きい、その吸水特性、ことに吸水速度を正確に求めておけば、骨材の吸水状態に応じた補正水量を求めることができ、配合設計に及ぼす影響はそれほど大きいものではない。

4) 骨材最大寸法

現在市販されている人工軽骨材の最大寸法は、普通骨材に比らべて一般に小さくほぼ 20 mm である。これは骨材の製造工程上、大粒のものを得ることが困難である以外に、大粒の骨材は比重が小さくなり浮きやすいことおよび骨材強度が小さいことによっている。したがって高強度のコンクリートを得たい場合、あるいは凍結融解作用を受けるおそれの

ある場合などでは骨材最大寸法を小さく，たとえば15mm程度とすることが望ましいが，セメント量が多くなること，コンクリートの単位重量が若干大きくなることおよび乾燥によるひびわれが生じやすくなることなどを予測しておかなければならない。

5) 骨材の粒度

骨材粒度はコンクリートを経済的に作るために骨材がもつべき性質のうち最も重要なもので，適当な粒度をもつ骨材を使用すると，セメントペーストが節約でき強度の高いコンクリートが得られる。一般にふるい分け曲線が滑らかなものはよいコンクリートを作るのに適している。細骨材および粗骨材の各粒度は，粒の形状，表面状態などによって当然変化させるべきであるが，各学会では表-3.1に示すように標準粒度の範囲を実験から規定している。

表 3.1 各学会の人工軽集骨材標準粒度^{1), 2), 3)}

| 骨材の種類 | 学 会 名 | ふるいを通るものの重量百分率 | | | | | | | | |
|-------|---------------------|----------------|---------------|----------------|--------------|--------|-------|-------|-------|------|
| | | 25 | 20 | 10 | 5 | 2.5 | 1.2 | 0.6 | 0.3 | 0.15 |
| 粗 骨 材 | J S C E (土木学会)* | 100 | 95~100 100 | 20~60 40~70 | 0~10 0~10 | | | | | |
| | J A S S (建築学会) | 100 | 90~100 | 35~65 | 0~5 | | | | | |
| | J S M S (日本材料学会) | 100 | 90~100 | 25~60 | 0~10 | | | | | |
| 細 骨 材 | J S C E | | | 100 | 90~100 | 75~100 | 50~80 | | 15~35 | 5~20 |
| | J A S S | | | 100 | 90~100 | 75~100 | 50~90 | | 20~40 | |
| | J S M S | | | 100 | 90~100 | 65~100 | 40~85 | 25~60 | 15~35 | 5~20 |

* 15mm : 95~100(%)

(2) 人工軽集骨材コンクリートの配合設計に必要な事項

1) コンシステンシー

コンクリートのコンシステンシーは，作業のできる範囲内でできるだけ小さいものにすれば，品質のよいコンクリートが得られる。軽集コンクリートは普通コンクリートに比し

てやや分離の傾向が大きいので、スランブは普通コンクリートの標準よりも2～3 cm小さく選び、10 cm以下できれば7.5 cm以下とすることが望ましい。人工軽量骨材は比重が小さいので、ワーカビリティが同じ場合、軽量コンクリートのスランブは普通コンクリートのそれよりも小さくなり、その程度は2～3 cmと考えてもよい。しかし自重によってコンクリートの流動性が減少する傾向があるので、振動締固めを十分に行なって、型枠や鉄筋の隅々までコンクリートを行きわたらせるよう注意して施工する必要がある。

2) 細骨材率

一般に同一スランブを得るには、細骨材のF.M.が大きいときには s/a を増し、 w/c が大となれば s/a を大きくしなければならない。また s/a を大きくすると、コンクリートのプラスチシティは増加するが、所要のワーカビリティを得るに要する単位水量は増加し、逆に s/a を小さくすると単位水量は減少するが、コンクリートは粗になって材料分離の傾向が起り、ワーカビリティは粗害される。従って、原則としては所要のワーカビリティが得られる範囲で単位水量が最小となる s/a を試験より求めなければならない。人工軽量骨材では、最大寸法が小さいことおよび粒形、粒度などを考慮して s/a は普通骨材の標準よりも大きく選ぶ必要がある。軽量コンクリートの配合設計における s/a の選び方としては、例えばG. H. Nelson⁵⁾の膨脹負荷に対する実験によれば、単位セメント量 $170\sim 500\text{kg}/\text{m}^3$ に対し、 s/a を50～65%の範囲にとればよいとし、西岡⁶⁾はアサノライトの場合、細骨材のF.M. 0.1の変動に対し s/a を0.5～1%変化させたらよいとしている。なお、 s/a に関する著者の実験結果を本編第5章で詳述する。

3) 単位セメント量

軽量コンクリートにおいては、骨材の吸水特性によってコンクリート中のセメントペーストの w/c が不明確となりやすいので、単位セメント量をもとに配合を決める方が実用的な場合が多いという説もある。⁷⁾ 人工軽量骨材は製品によってその性質にかなりの差があり、従って骨材の種類によって、同一スランブを得るに要する水量、所要強度を得るに要する w/c 、それらにともなう単位セメント量も相当異なってくる。たとえば Shiedeler⁷⁾は各種人工軽量骨材を用いて、空気量5%，スランブ5～7.5 cm，圧縮強度 $210\text{kg}/\text{cm}^2$ および $315\text{kg}/\text{cm}^2$ になるように配合した場合の所要セメント量とコンクリート重量を実験より求めた(表-3.2)。この結果をみると、所要強度に対するセメント量は骨材の種類によって相当に大きな範囲となり、かつ普通コンクリートよりも多くなっている。またACIのRecommendation⁴⁾には、圧縮強度と単位セメント量の標準値を表-3.3のよ

表 3.2 軽量骨材の種類とセメント量およびコンクリート重量との関係

(Shidelerによる)

| 骨材種類 | 圧縮強度 (kg/cm^2) | | | |
|---------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| | 210 | | 315 | |
| | セメント量 (kg/m^3) | コンクリート重量 (t/m^3) | セメント量 (kg/m^3) | コンクリート重量 (t/m^3) |
| 膨脹頁岩 I | 301 | 1.44 | 456 | 1.52 |
| “ II | 351 | 1.46 | 456 | 1.54 |
| “ III | 284 | 1.49 | 408 | 1.58 |
| 膨脹粘土 | 244 | 1.57 | 334 | 1.62 |
| 焼成スレート | 323 | 1.56 | 434 | 1.64 |
| 膨張スラグ | 373 | 1.74 | 468 | 1.75 |
| 焼成炭素質頁岩 | 357 | 1.74 | 456 | 1.77 |
| 川砂・川砂利 | 217 | 2.32 | 268 | 2.36 |

表 3.3 単位セメント量の推奨値

(ACI Recommendation)

| 圧縮強度 (kg/cm^2) | 単位セメント量 (kg/m^3) |
|----------------------------------|------------------------------------|
| 140 | 220~390 |
| 210 | 280~450 |
| 280 | 330~500 |
| 350 | 390~560 |

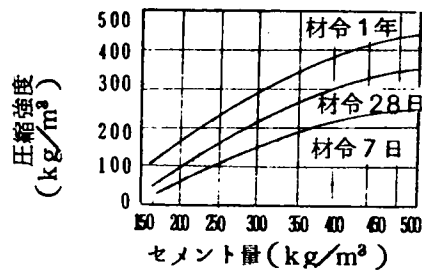


図 3.1 単位セメント量と圧縮強度

うに、G. H. Nelson⁵⁾は図-3.1に示すようにこれらの関係についての実験結果を得ている。これらの値を参考にして単位セメント量を決めればよいが、土木構造物の場合には、普通コンクリートの場合と同様にセメント最小使用量を 300kg/m^3 としてもよいと考えられる。

3) 空気量

AEコンクリートの空気量は、所要のワーカビリティあるいは耐久性が得られるよう試験によって定めなければならないが、土木学会²⁾ではその標準値を4~7%と規定し、また G. H. Nelsonらは図-3.2に示すような空気量を推奨している。耐久性の向上を目的として空気を連行する場合には、一般に普通コンクリートの標準よりも1~2%多くする方が有効である。

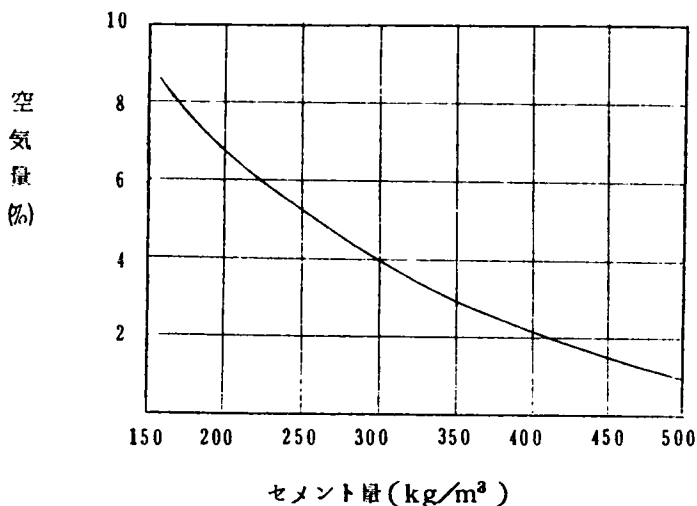


図-3.2 連行空気量推奨値

4) 軽量コンクリートの単位容積重量(比重)

人工軽骨材コンクリートの比重は、構造物の軽量化という軽量コンクリート本来の使命を制する重要な要素の一つである。軽量コンクリートの比重は、骨材の種類、普通細骨材使用の有無、配合等によってかなり異なることが知られている(図-3.3, 3.4, 3.5)。ACI⁴⁾では 115lb/ft^3 (1850kg/m^3)以下、日本建築学会¹⁾では1種に対し $1.7\sim 2.0\text{t/m}^3$ 、2種に対し $1.4\sim 1.7\text{t/m}^3$ と規定し、一方日本材料学会³⁾では 2.0t/m^3 以下としている。鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートの自重を計算する

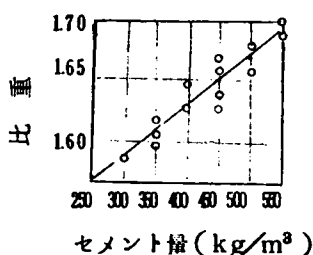


図-3.3 コンクリートの比重と
単位セメント量

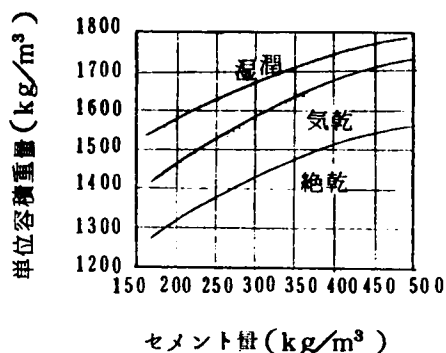


図-3.4 コンクリートの単位
重量と単位セメント量

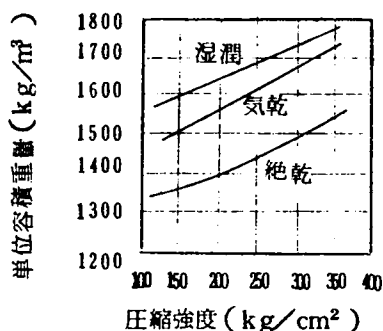


図-3.5 コンクリートの単位容
積重量と圧縮強度

場合の単位重量は、鋼材を $0.1 \sim 0.2 \text{ t/m}^3$ として試験あるいは経験から得られたコンクリートの単位重量に加えて求めればよい。

5) 水セメント比

水セメント比は、コンクリートの所要の強度ワーカビリティ、比重、均一性および耐久性を考慮して定めなければならない。人工軽骨材

は吸水率が大きく、骨材を絶乾あるいは気乾状態で用いると、ペースト中の水セメント比が時間とともに変化すると考えられるが、吸水の大部分はコンクリートの練り混ぜ中に終り、その後は非常に緩慢であることが実験でも確められて、また練り混ぜ直後の w/c と強度との間には普通コンクリートと同様に明確な関係の成り立つことが確められている。人工軽骨材は種類も多く、各骨材によってその特性も異なるので、全ての骨材を包含するような強度と w/c との実験式を確立することは困難である。従って土木学会の規定のように、試験より w/c を定める方が合理的で、配合修正の必要のある場合などでは便利である。なお土木学会²⁾ではコンクリートの耐久性をもとにして w/c を定める場合には、構造物の断面の大きさ、位置および気象条件に対して、表-3.4に示すように45～65%の最大水セメント比を定めている。

表－3.4 コンクリートの耐久性をもとにして水セメント比を定める場合の最大の水セメント比

(百分率)

| 気 象 条 件 | | 気象作用が激しい場合，凍結融解がしばしばくり返される場合 | | | 気象作用が激しくない場合，氷点下の気温となることがまれな場合 | | |
|-------------------------------------------------|----|------------------------------|-----|----|--------------------------------|-----|----|
| コ ン ク リ ー ト | | AE コンクリートを用いなければならない | | | AE コンクリートを用いるのが望ましい | | |
| 断面 構造物の 種類または位置 | | 薄い | 普通の | 厚い | 薄い | 普通の | 厚い |
| | | 場合 | 場 合 | 場合 | 場合 | 場 合 | 場合 |
| (1) 水面付近でたえず水にひたっていないが，水で飽和されるか，もしくは，ときに飽和される部分 | 海水 | 45 | 50 | 55 | 45 | 50 | 55 |
| | 淡水 | 50 | 55 | 65 | 50 | 55 | 60 |
| (2) 水面から離れているが，しばしば水にぬれる部分 | 海水 | 50 | 55 | 55 | 50 | 60 | 65 |
| | 淡水 | 60 | 55 | 60 | 55 | 65 | 65 |
| (3) たえず水中にある部分 | 海水 | 55 | 60 | 65 | 55 | 60 | 65 |
| | 淡水 | 60 | 65 | 65 | 60 | 65 | 65 |
| (4) 普通の露出状態の橋，建物，その他の構造物，ただし，(1)，(2)の作用を受けない場合 | | 55 | 60 | 65 | 55 | 65 | 65 |

特別の場合

- (a) 0.2%以上の硫酸塩を含む土や，地下水に接するコンクリートまたは塩類にさらされるコンクリートに対しては，水セメント比は45%をこえてはならない。
- (b) 建物の内部および完全に地下に埋設された構造物のように，気象作用を受けないコンクリートに対しては，水セメント比はコンクリートの耐久性から定める必要がない。

(3) 配合設計の方法

人工軽量コンクリートの配合は，所要のワーカビリティ，練り上がりコンクリートの単位重量（比重），空気量，強度などが得られるように，試し練りによって決定するのを原則とする。以下に軽量コンクリートの配合設計の方法について簡単に説明する。

1) 絶対容積法

この方法は従来より普通コンクリートの配合設計において採用されているもので、骨材の表乾比重と表乾状態までの吸水率を求め、これからコンクリート中の骨材の占める絶対容積と細骨材率から配合の割合を算出するものである。この方法では、骨材の吸水率が比較的小さく、24時間吸水状態の比重などの基準値のばらつきが少ないという条件を満足していなければならない。現在市販されている人工軽量骨材はいずれも粒形が良好で、吸水率も小さいものが多いので、この方法を用いて十分精度のよい配合設計を行なうことができる。

2) 容積配合法

この方法はあらかじめ所要のワーカビリティ、強度などに対して適当な単位セメント量、骨材の単位容積重量および骨材量を仮定し、水量は所要のスランプが得られるように加えてコンクリートを練り混ぜ、でき上りコンクリートの容積を求めて、それと材料量から算出した容積との間に差があれば、セメント量のみを変えずに他の材料の量を変えて、その差がなくなるまで試し練りを行なって配合割合を決定する。この方法は、使用骨材の性質を十分会得し、使用経験が豊富なときに利用すると便利であるが、時間と労力がかかり一般的ではない。

3) 比重係数法⁴⁾

ACIのRecommendationに定められている軽質コンクリートの配合設計ならびに管理は、この比重係数法によっている。まず表-3.5に示す材料で試し練りを行ない、練り混ぜたコンクリートの単位容積重量 ρ (kg/m^3)および空気量 a (% Vol)を測定すると、コンクリート 1m^3 当りの材料の重量および絶対容積は表-3.6に示すようになる。

表-3.5 試し練りに用いる材料量

(比重係数法)

| 材 料 | 使用量(kg)または 乾燥重量(kg) | 軽 容 積 (l) | 備 考 |
|-------|------------------------|--------------|-------------------|
| セメント | C_o | | |
| 水 | w_o | | 所要のスランプになるまで加えた水量 |
| 乾燥細骨材 | S_o | V_{so} | |
| 乾燥粗骨材 | G_o | V_{go} | |

表-3.6 コンクリート1m³ 当りの材料の重量および絶対容積

| (比重係数法) | | |
|----------|--------------------------------------|--------------------------------|
| 項目 材料 | 重量(kg/m ³) | 絶対容積(l/m ³) |
| セメント | $\frac{\rho}{\Sigma} \times C_0 = c$ | $\frac{c}{\rho_c} = V_c$ |
| 水 | $\frac{\rho}{\Sigma} \times w_0 = w$ | w |
| 空 気 | | 10a |
| 骨 材 | $\rho - (C + w)$ | $1000 - (V_c + w + 10a) = V_a$ |

Σ : 1バッチ当りの使用材料の重量の和(kg)

表-3.7 骨材の重量および容積

| (比重係数法) | | | |
|-----------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|
| 項目 材 料 | 絶 乾 重 量 (kg/m ³) | 絶 対 容 積 (l/m ³) | 軽 盛 容 積 (l/m ³) |
| 細 骨 材 | $\frac{\rho}{\Sigma} \times S_0 = S$ | $\frac{V_s}{V_s + V_g} V_a = V_s'$ | $\frac{\rho}{\Sigma} \times V_{s0} = V_s$ |
| 粗 骨 材 | $\frac{\rho}{\Sigma} \times G_0 = G$ | $\frac{V_g}{V_s + V_g} V_a = V_g'$ | $\frac{\rho}{\Sigma} \times V_{g0} = V_g$ |

る。骨材の絶対容積は、軽盛容積に比例すると仮定すると、表-3.7のように各値が求められる。ここで、 $\rho's = S/V's$ 、 $\rho'g = G/V'g$ を比重係数(Specific gravity factor)と称し、以後の試し練りにおいては、この比重係数を絶乾比重と同様に考えて配合調整を行なって示方配合を決定する。この方法では、軽量骨材の比重や吸水率を考えなくても、示方配合を十分の精度で決定できる便利な方法としてアメリカにおいては盛んに用いられている。しかしこの場合、骨材の含水状態が変化しないという条件が必要で、同じ骨材でも含水状態が異なると、練り混ぜ試験から求められる比重係数の値が異なってくるという欠点を有している。この欠点を補ったのが次に述べるピクノメーター-比重係数法である。

4) ビクノメーター比重係数法⁵⁾

PCA(Portland Cement Association)では骨材の含水状態によって、比重係数の値が一定にならないことを指摘し、その欠点を補うためにビクノメーターを用いて、実際の含水状態の骨材を10分間水中に浸漬したときに排除する水の容積を測定し、その容積で骨材の絶乾または含水重量を除した値をビクノメーター比重係数(Pycnometer specific gravity factor)として用いることを提案した。すなわちビクノメーター比重係数は次式で求められる。

$$S = \frac{D(1+m)}{V_A} = \frac{D(1+m)}{D(1+m)+B-A}$$

ここで、S：ビクノメーター比重係数

A：骨材と水とで満たされたビクノメーターの重量

B：水で満たされたビクノメーターの重量

V_A ：排除された水の容積

$D(1+m)$ ：乾燥または含水状態の骨材の重量

D：骨材の絶乾重量

m：骨材の含水率

配合設計の順序、試し練りなどはACIの比重係数法と同様に行なえばよい。いま、細骨材、粗骨材の含水率がそれぞれ ms_1 、 mg_1 の骨材に対して決定した配合割合を、含水率

表-3.8 ビクノメーター比重係数法における配合の修正

| 材 料 | 材料使用量(kg) (骨材含水率 ms_1 , mg_2) | 修正配合における材料使用量 (骨材含水率 ms_2 , mg_2) |
|-------|---------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| セメント | W_c | W_c |
| 粗 骨 材 | $W_G(1+mg_1)$ | $W_G(1+mg_2)$ |
| 細 骨 材 | $W_S(1+ms_1)$ | $W_S(1+ms_2)$ |
| 水 | W_w | $W_w - W_G \left(\frac{1+mg_2}{Sg_2} - \frac{1+mg_1}{Sg_1} \right)$ $W_w - W_S \left(\frac{1+ms_2}{Ss_2} - \frac{1+ms_1}{Ss_1} \right)$ |

W_c ：セメント重量(kg)， W_G, W_S ：乾燥状態の粗骨材および細骨材の重量(kg)
 W_w ：水量(kg)

の異なる ms_2 , mg_2 の骨材を用いるときの修正配合は表-3.8に示すように行なえばよい。

以上述べたように、人工軽量骨材コンクリートの配合設計上の問題点は非常に多いが、全般的にこれをまとめると、使用する骨材の性質が普通骨材と相当異なる点に最も問題点があるようで、その他の点については普通コンクリートと大差はないと考えてもよいようである。

2. 実 験 計 画

人工軽量骨材コンクリートの配合を決定するには、普通天然骨材コンクリートと同様に所要の強度と施工に必要なワーカビリティを有し、でき上りが均一で耐久性があることと、同時にでき上りコンクリートの比重（単位容積重量）も所要の値を超えないようにしなければならない⁵⁾。これらコンクリートの配合を決定する際考慮しておかねばならない要因としては、骨材の種類、セメント量、水セメント比、骨材粒度、細骨材率、スランプ、連行空気量、混和剤の種類などがあげられる。本研究においては上述した諸要因のうち、つぎに述べるようなとくに影響の著しいと思われる要因を選び、骨材の種類とくに骨材の形状によって配合にどの程度の影響が現れるかについて検討した。要因としてはスランプ、単位水量、F.M.（容積）、 s/a 、連行空気量を選び、つぎに示すようなこれらの相互の関係について考察を加えた。

- (1) スランプと単位水量との関係
- (2) 細骨材率と単位水量との関係
- (3) 細骨材粒度と単位水量との関係
- (4) 空気量と単位水量および圧縮強度との関係

(1)～(4)の実験においては条件を等しくするため、単位セメント量は300および400 kg/m^3 、空気量の検討を行なう以外はすべて non AE コンクリートを対象とし、AE コンクリートの空気量の調整にはビンゾールを使用し、また細粗骨材は非造粒型（メサライト：略称M）と造粒型（ライオナイト：L）を使用した。

実験計画表を表-3.9に示す。

表-3.9 まだ固まらないコンクリートの性質
に関する実験計画表

| 要 因 | 水 準 |
|-----------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| 骨 材 の 種 類 | 造 粒 型 (ライオナイト : L) 非造粒型 (メサライト : M) |
| セメント量 (kg/m ³) | 300, 400 |
| s/a (%) | 42, 44, 46, 48 (C=300kg/m ³) 36, 38, 40, 42 (C=400kg/m ³) |
| ス ラ ン プ (cm) | 2.0, 4.0, 6.0, 8.0 |
| F.M. | 28, 3.0, 33 |
| 空 気 量 (%) | 3.5, 5.0, 6.5 |

3. 使用材料

(1) セメント

全試験に使用したセメントは〇社製普通ポルトランドセメントで、この試験結果を表-3.10に示す。

表-3.10 セメント試験成績表 (普通ポルトランドセメント)

| 比重 | 粉末度 (ブレン法) (cm^2/gr) | 凝 結 | | | 安定性 | フ ロ ー (mm) | 強 さ (kg/cm^2) | | | | | |
|-----|----------------------------------------------|-------------|--------------|--------------|-----|---------------|---------------------------------|-----|-----|---------|-----|-----|
| | | 水 量 (cc) | 始 発 (時・分) | 終 結 (時・分) | | | 曲 げ 強 さ | | | 圧 縮 強 さ | | |
| | | | | | | | 3 日 | 7 日 | 28日 | 3 日 | 7 日 | 28日 |
| 316 | 3200 | 109 | 2-10 | 3-03 | 良 | 243 | 305 | 451 | 681 | 114 | 201 | 381 |

(2) 骨 材

本実験で使用した細粗骨材は昭和41年9月現在建設省の認可をうけた人工軽量骨材のうち、メサライト（非造粒型）、ライオナイト（造粒型）で、それらの諸試験結果を以下に述べる。

a) フリ分け試験 細骨材のフリ分け試験結果を表-3.11、図-3.6、3.7に示す。粗粒率F・M（容積）は2.8、3.0、3.3を目標とし、1.2mm通過分と残留分の割合を適当に変えて所要のF・Mとなるよう調整したものである。粗骨材に対する試験結

表-3.11 細骨材のフリ分け試験結果

| 種 類 | 粒度分布（容積残留％） | | | | | F・M |
|----------|-------------|-------|-------|-------|--------|------|
| | 2.5mm | 1.2mm | 0.6mm | 0.3mm | 0.15mm | |
| 造 粒 型（L） | 5.7 | 39.7 | 64.8 | 79.6 | 90.1 | 2.80 |
| | 13.1 | 48.1 | 68.9 | 81.3 | 90.3 | 3.04 |
| | 25.5 | 58.5 | 74.7 | 84.4 | 91.0 | 3.31 |
| 非造粒型（M） | 11.0 | 37.1 | 60.0 | 80.4 | 93.0 | 2.82 |
| | 13.7 | 46.4 | 65.9 | 83.3 | 93.9 | 3.03 |
| | 17.7 | 59.8 | 74.5 | 87.5 | 95.4 | 3.35 |

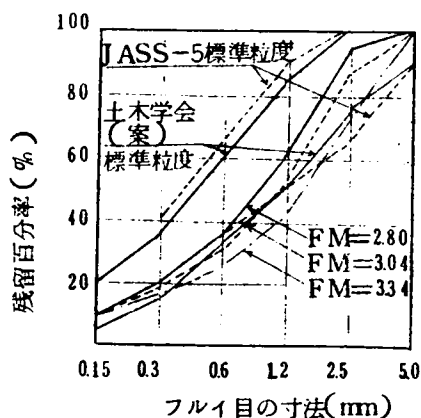


図-3.6 細骨材（造粒型 L）の粒度曲線

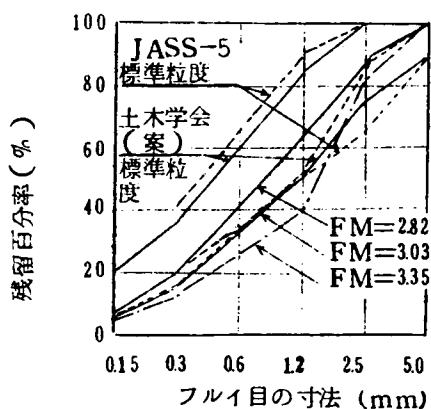


図-3.7 細骨材（非造粒型 M）の粒度曲線

表-3.12 粗骨材のフルイ分け試験結果

| 種 類 | 粒 径 (mm) | 粒度分布(容積残留%) | | | | | F. M |
|-------------|-------------|-------------|------|------|-------|-------|------|
| | | 20mm | 15mm | 10mm | 5 mm | 2.5mm | |
| 造粒型 (L) | 10~15 | 0.6 | 5.2 | 85.6 | 100.0 | 100.0 | 6.86 |
| | 5~10 | 0. | 0 | 3.9 | 94.0 | 100.0 | 5.93 |
| | 混合 1:1 | 0.3 | 2.6 | 44.8 | 97.0 | 100.0 | 6.42 |
| 非造粒型 (M) | 10~15 | 0.2 | 7.6 | 93.4 | 100.0 | 100.0 | 6.93 |
| | 5~10 | 0 | 0 | 17.2 | 97.6 | 99.6 | 6.14 |
| | 混合 1:1 | 0.1 | 3.8 | 55.2 | 98.8 | 99.8 | 6.54 |

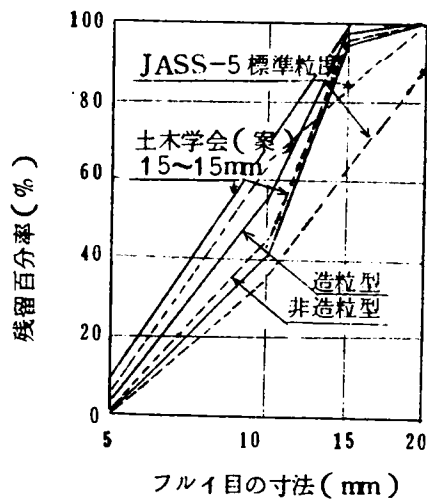


図-3.8 粗骨材粒度曲線

果を表-3.12，図-3.8に示す。粗骨材は15~10mm，10~5mmの2種類にフルイ分けられていたので，これらを1:1の割合に混合して使用した。

b) 比重試験 骨材の比重試験(表乾状態)はJIS A 1109に，軽量骨材の見掛比重(絶乾状態)はJIS A 5002に試験方法がそれぞれ規定されている。本実験では全骨材を表乾状態で使用したが，骨材試験では表乾状態，絶乾状態における比重をそれ

表-3.13 粗骨材の物理的性質に関する試験結果

| 種類 | 粒径 (mm) | 比重 | | 吸水率(%) | | | 単位容積重量 (kg/m ³) | 実積率 (%) | 空けき率 (%) | 破砕試験 ⁽³⁾ | |
|---------|------------|------------------|------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------|-------------|---------------------|---------------|
| | | 1 ⁽¹⁾ | 2 ⁽²⁾ | 1 ⁽¹⁾ (wt) | 2 ⁽²⁾ (wt) | 3 ⁽²⁾ (vol) | | | | 10%破砕値 (t) | 40%破砕率 (%) |
| 造粒型(L) | 10~15 | 1.40 | 1.24 | 1.96 | 2.18 | 2.71 | 878 | 70.8 | 29.2 | | |
| | 5~10 | 1.44 | 1.32 | 1.63 | 2.20 | 2.93 | 907 | 68.7 | 31.3 | 10.9 | 35.9 |
| | 混合1:1 | 1.42 | 1.28 | 1.80 | 2.19 | 2.82 | 900 | 70.3 | 29.7 | | |
| 非造粒型(M) | 10~15 | 1.42 | 1.26 | 7.22 | 11.40 | 14.38 | 803 | 63.7 | 36.3 | | |
| | 5~10 | 1.45 | 1.31 | 8.07 | 11.68 | 15.30 | 809 | 61.7 | 38.3 | 10.0 | 29.2 |
| | 混合1:1 | 1.44 | 1.29 | 7.65 | 11.54 | 14.84 | 815 | 63.1 | 36.9 | | |

注:(1)JISA1109(表乾状態) (2)JISA5002(絶乾状態) (3)B.S.812

ぞれ各粒径別に求め、また実際に使用したF.M.(容積)

2.8, 3.0, 3.3については混合砂の表乾および絶乾状態に対する比重を求めた。結果を表-3.13, 3.14に示す。

c) 吸水量 吸水量の試験方法は前述した比重測定の規定(JISA 1109)およびJISA 5002の見掛比重測定時の吸油量を測定する方法を採用した。結果を表-3.13, 3.14に示す。表-3.13, 3.14には各粒径別および混合骨材の吸水率を重量百分率と容積百分率で示し、また各粒径別の吸水率(JISA 5002)と時間との関係を図-3.9, 3.10に示す。これらより前編でのべたように造粒型と非造粒型とによって吸水率の大きさに相当の差があり、後者は前者の約3倍の吸水率となっている。なお、24時間吸水量はいずれの骨材でも全吸水量の90%以上となり、以後の吸水速度は非常に小さく、完全吸水に達するには7~9日間を要する。これら骨材試験の結果より、

表-3.14 細骨材の比重および吸水量試験結果

| 種類 | 粒 径 (mm) | 比 重 | | 吸 水 率 | | | F. M. |
|-------------------------|-------------|------------------|------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| | | 1 ⁽¹⁾ | 2 ⁽²⁾ | 1 ⁽¹⁾ (wt) | 2 ⁽²⁾ (wt) | 3 ⁽²⁾ (vol) | |
| 造 粒 型 (L) | 2.5 | 1.70 | 1.66 | 1.39 | 1.41 | 2.34 | 2.80 ⁽³⁾ 3.04 ⁽⁴⁾ 3.34 ⁽⁴⁾ |
| | 1.2 | 2.04 | 1.85 | 3.49 | 4.04 | 7.47 | |
| | 0.6 | 2.15 | 1.96 | 4.22 | 4.75 | 9.31 | |
| | 0.3 | 2.26 | 2.06 | 3.39 | 3.84 | 7.91 | |
| | 0.15 | 2.31 | 2.14 | 2.14 | 2.61 | 5.59 | |
| | 0.15以下 | 2.80 | 2.38 | 0.45 | 0.45 | 1.07 | |
| | 混 細 | 1.93 | 1.74 | 4.09 | 4.66 | 8.11 | |
| | 骨 | 1.94 | 1.75 | 4.32 | 4.92 | 8.61 | |
| | 合 材 | 1.92 | 1.76 | 4.04 | 4.56 | 8.03 | |
| 非 造 粒 型 (M) | 2.5 | 1.95 | 1.60 | 11.80 | 11.80 | 18.80 | 2.82 ⁽³⁾ 3.03 ⁽⁴⁾ 3.35 ⁽⁴⁾ |
| | 1.2 | 2.04 | 1.65 | 11.10 | 12.90 | 21.29 | |
| | 0.6 | 2.16 | 1.68 | 12.60 | 13.40 | 22.51 | |
| | 0.3 | 2.21 | 1.84 | 10.25 | 11.75 | 21.62 | |
| | 0.15 | 2.26 | 1.91 | 6.50 | 7.35 | 14.04 | |
| | 0.15以下 | 2.69 | 2.29 | 0.70 | 0.70 | 1.60 | |
| | 混 細 | 1.81 | 1.67 | 12.61 | 13.90 | 23.22 | |
| | 骨 | 1.84 | 1.70 | 13.60 | 14.07 | 23.91 | |
| | 合 材 | 1.82 | 1.69 | 12.73 | 14.28 | 24.15 | |

注：(1) JIS A 1109 (表乾状態)

(2) JIS A 5002 (絶乾状態)

(3) 全試験に使用したF.M.

(4) F.M. に関する試験に使用

本実験においては吸水量の管理をより厳重に行なうため、使用骨材は全て24時間水中にて飽水させた後、水きりを十分に行ない表面水のある状態でただちにビニール袋に入れ、7～10日間密封しさらに吸水させ、使用時には表乾あるいは表面水の状態をチェックして実際の試験に供した。

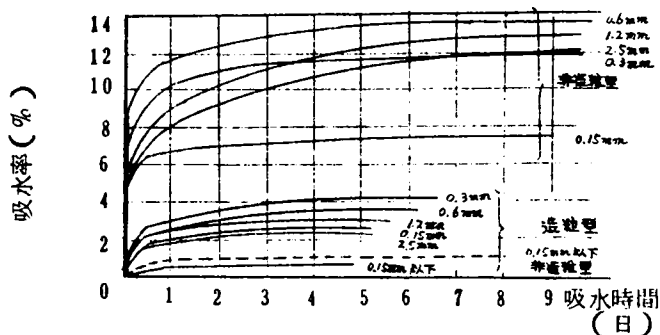


図-3.9 人工軽量細骨材の粒径別吸水時間曲線

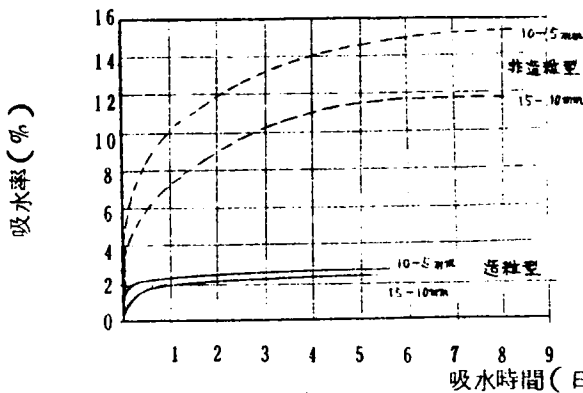


図-3.10 人工軽量粗骨材の粒径別吸水時間曲線

d) その他の試験 骨材の単位容積重量試験(ジャッキング法), 空げき率, 実積率, BS 812による破碎試験, 化学分析, 化学的有害物および物理的安定性試験の諸結果を表-3.13, 3.15, 3.16に示す。

表-3.15 人工軽量骨材の化学分析試験結果(%)

| 骨 材 種 別 | Ig. loss | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | CaO | Na ₂ O | K ₂ O |
|-----------|----------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----|-------------------|------------------|
| ライオナイト(L) | 0.0 | 75 | 15 | 26 | 0.2 | 2.4 | 2.6 |
| メサライト(M) | 0.2 | 68 | 17 | 5.1 | 3.0 | 1.6 | 2.0 |

表－3.16 化学的有害物，物理的安定性試験結果

| 試 験 項 目 | ライオナイト | | メサライト | |
|--------------------------------|--------|-----|-------|-----|
| | 粗骨材 | 細骨材 | 粗骨材 | 細骨材 |
| 強 熱 減 量 (%) | 0.0 | | 0.2 | |
| 無 水 硫 酸 (SO ₃) (%) | 0.0 | | 0.0 | |
| 塩 化 物 (NaCl) (%) | 0.00 | | 0.00 | |
| 酸化カルシウム (CaO) (%) | 1.15 | | 2.10 | |
| 有 機 不 純 物 | 無 色 | | 無 色 | |
| 骨材の損失量 (wt%) | 1.0 | 1.3 | 5.0 | 3.7 |

以上使用骨材に対して種々の試験を行ないその結果を示したが，これら骨材の性質は，粒形が粒状と碎石状とに分れ，吸水率が相当異なる以外は本質的にほとんど等しい性質を有していることがわかる。なお，実際の試験では骨材を表乾状態で使用したので吸水率の影響はほとんど現われず，フレッシュコンクリートの性質に影響するのは粒形のみと考えてもよい。

4 コンクリートの練りませ

軽量コンクリートの練りませは重力式ミキサよりも強制攪拌式ミキサの方が練りませ効率が良好といわれている⁹⁾。しかし本実験に先立って行なった3切可傾式重力式ミキサの練りませ性能試験の結果，つぎに示すような材料投入順序の場合，コンクリートの均等性は普通コンクリートとほとんど変わらなかったため，本実験においては重力式ミキサーを使用した。材料の投入順序は

$$\begin{aligned} \frac{1}{3}W &\rightarrow \frac{1}{2}(G+S+C) \rightarrow \frac{1}{3}W \\ &\rightarrow \frac{1}{2}(G+S+C) \rightarrow \frac{1}{3}W \end{aligned}$$

で、練りませ時間はいずれも全材料投入後3分間とした。ミキサから排出されたコンクリートは練り板上で3往復の練り返しを行なった後、まだ固まらないコンクリートのスランブ、空気量の測定を行ない、2(4)の空気量と圧縮強度との関係を求めるための供試体(15φ30cm)は、まだ固まらないコンクリートの試験条件を満足したものから、1バッチについて4本ずつ製作した。なお、1配合のコンクリートは3バッチくり返し、練りませの順序は無作為に決めて実施した。

5. 実験結果およびその考察

(1) スランブと単位水量との関係

単位セメント量 300kg/m^3 および 400kg/m^3 に対し、 s/a をそれぞれ44%、40%と一定にし、単位水量を $1\sim 2\text{kg/m}^3$ ずつ変化させた場合のスランブ試験結果を図-3.11に示す。

これらを考察すると、セメント量 300kg/m^3 の場合単位水量の増加にしたがってスランブはほぼ直線的に増大し、 w/c が約60%以上(スランブはL:6cm以上、M:5.5cm以上)となると直線関係からはずれ、横軸(単位水量)に対し凸の曲線となる。これはコンクリートのプラスチックシー、フローベリチー等の阻害と骨材の分離によって正確なコンシステンシーを表わさなくなることによるものと考えられる。骨材LとMとを比較すると、直線から曲線に移る点は骨材Mの方がやや単位水量の少ない点で起こる。すなわち骨材Mの方が、単位水量を増加するとワーカビリチーの阻害とくに骨材分離の傾向が若干早く現われるようである。

単位セメント量 400kg/m^3 の場合骨材L、Mとも全く同様の傾向を示す。

本実験においては、 w/c が40~60%の範囲のコンクリートについてその傾向を検討したが、この範囲内においてはコンシステンシーはもちろんのことその他のワーカビリチーを表わす性質は何等普通コンクリートと変わりなく、むしろワーカビリチーの良好なコンクリートが得られる。また同一水量においては骨材Lの方がスランブが出やすい。すなわち骨材Lの方が同一スランブを得るに要する水量が少ないことを示し、その量は $2\sim 4\text{kg/m}^3$ である。

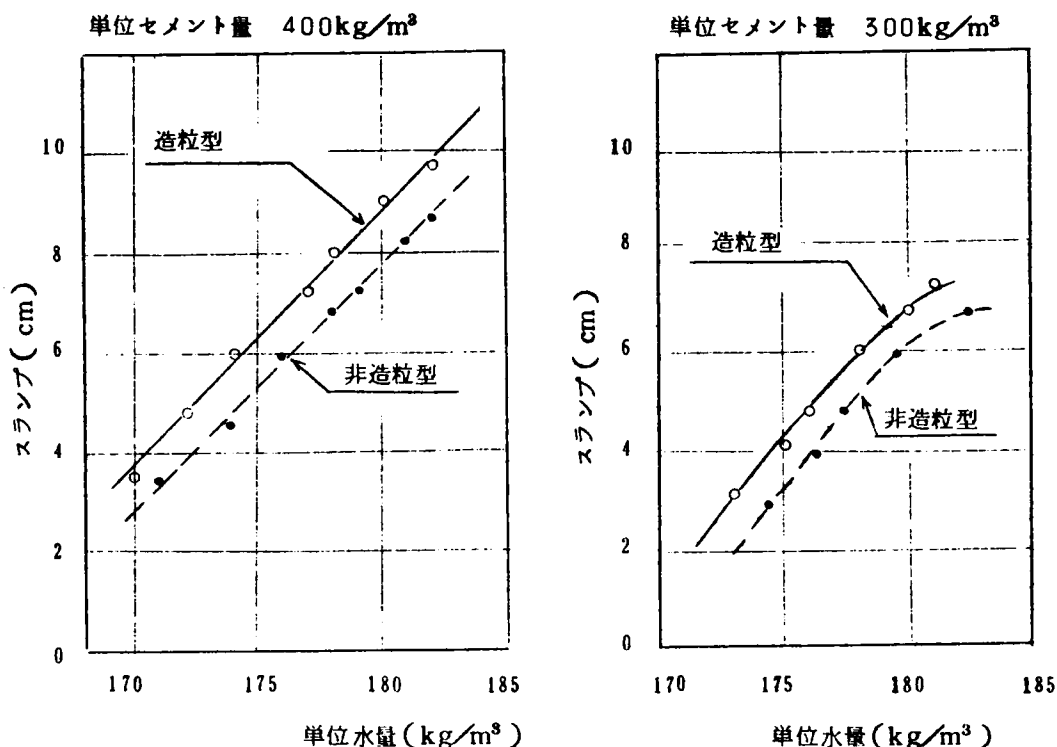


図-3.11 スランプと単位水量との関係

これらの関係から軽量コンクリートにおいては，スランプ 1 cm 増加させるに要する水量はセメント量 300kg/m^3 で 1.7kg/m^3 ， 400kg/m^3 で約 2.0kg/m^3 ，すなわち単位水量を 1kg/m^3 増すとスランプは約 0.5 cm 増大することになる。普通コンクリートではスランプを 1 cm 増大あるいは減少せしめるためには，単位水量を 1.2% 増減すればよいという相当精度のよい実験結果が発表され配合修正に用いられているが，本実験より軽量コンクリートにおいては，使用セメント量によって若干の差があるが，単位水量を 1.0% 増減することによってスランプ 1 cm の調整は可能である。

図-3.12 に示すように骨材 L に対し単位セメント量を 300kg/m^3 と一定にし， s/a を種々変化させた場合のスランプと単位水量との関係を実験的に検討した。それによると直線から曲線へ移る点は s/a の大きさによって異なり，その点の軌跡を求めると 1 本の曲線が得られる。前述したようにこの移行点をワーカビリティ良好の限界点であると仮定すると，軌跡の最大値を示す s/a が，最適の s/a であると仮定してもよいよう

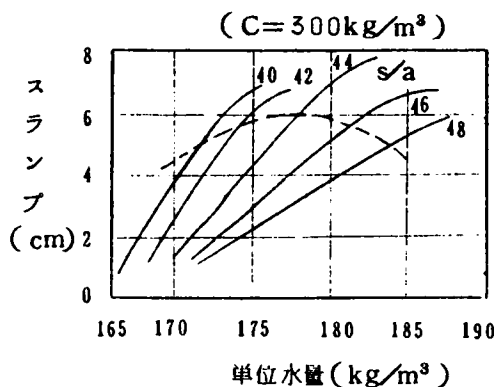


図-3.12 スランプと s/a および単位水量との関係 (造粒型)

である。したがって骨材Lの適当な s/a の値は、セメント量 300kg/m^3 に対し4.4%と考えられる。

(2) AE剤 (ビンゾール) 添加量と空気量との関係

AE剤の添加量を種々変化させ、スランプ ($6 \pm 0.5\text{ cm}$) および s/a ($300\text{kg/m}^3: 4.2\%$, $400\text{kg/m}^3: 3.8\%$) 一定のコンクリートの空気量 (全空気量) をローリング法で測定した結果を図-3.13, 3.14に示す。

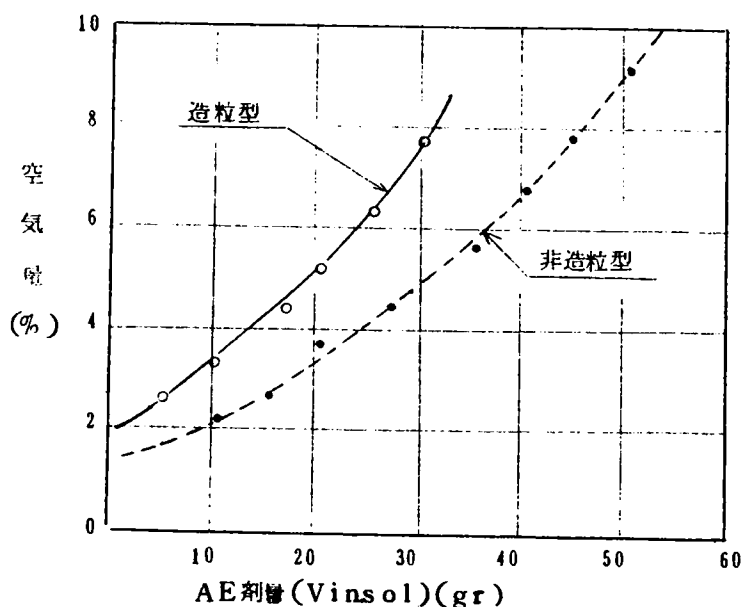


図-3.13 AE剤添加量と空気量との関係 (単位セメント量 300kg/m^3)

単位セメント量 300kg/m^3 の場合、これらの関係は図に示すように横軸に対して凹の曲線関係となる。エントラップトエアは骨材によってやゝ異なるが、これを無視して考えても骨材Lは骨材Mより曲線の立ち上りすなわち勾配が急で、同一空気量を得るに要するAE剤量は少なくすむことがわかる。いま全空気量5%を得るに要するAE剤量(

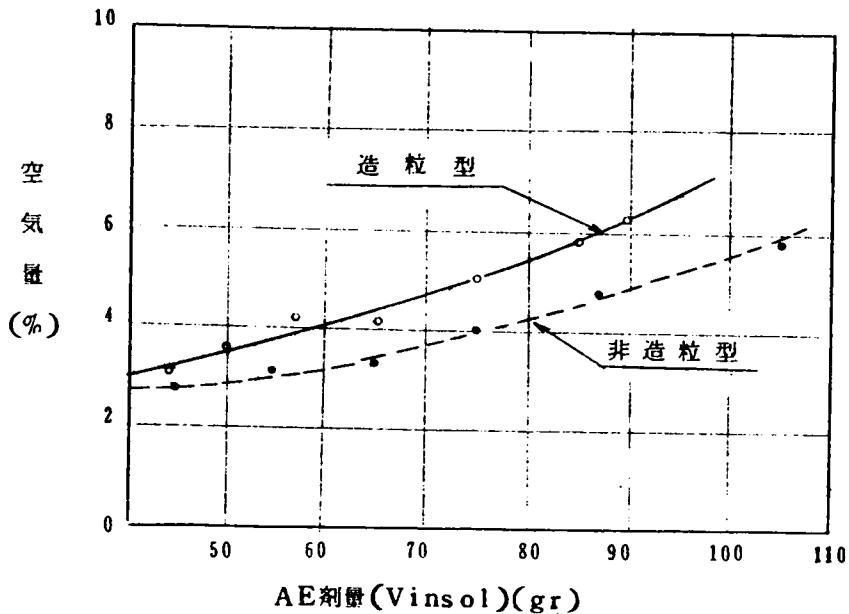


図-3.14 AE剤添加量と空気量との関係(単位セメント量 $400\text{kg}/\text{m}^3$)

ビンゾール固形分)は、骨材Lに対し約 $20\text{g}/\text{m}^3$ ，骨材Mに対し約 $30\text{g}/\text{m}^3$ ，ビンゾール20%溶液のセメント量に対する割合で表わすと、骨材Lに対し $C \times (0.03 \sim 0.04)\%$ ，骨材Mで $C \times (0.05 \sim 0.06)\%$ となり、固形分で考えて $10\text{g}/\text{m}^3$ ，セメント量との割合では0.02%の差がでる。普通コンクリートの場合、河川産骨材(丸味のある骨材)よりも碎石、砕砂の方が同一空気量を得るに要するAE剤量が多くなることが知られているので、これら軽質骨材によるAE剤量の差は主として骨材形状(粒形と破碎形)によるものと考えられる。普通コンクリートに対する実験例によると、セメント使用量 $300\text{kg}/\text{m}^3$ に対し、全空気量5%を得るに要するビンゾール量(20%溶液)は $C \times (0.02 \sim 0.03)\%$ となっていることから、骨材Lは普通骨材とほぼ同程度あるいはやや多く($C \times 0.01\%$ 程度)、骨材Mでは $C \times (0.02 \sim 0.03)\%$ 程度多量のAE剤を添加した方がよいことがわかる。

単位セメント量 $400\text{kg}/\text{m}^3$ の場合もほぼ同様の傾向を示しているが、これらの関係を示す曲線の立ち上がり(勾配)はセメント量 $300\text{kg}/\text{m}^3$ の場合よりもゆるやかである。すなわちセメント量が多くなると同一空気量を得るに要するAE剤量は多くなる傾向を示す。全空気量5%を得るためには、骨材Lに対しビンゾール固形分で $75\text{g}/\text{m}^3$ ，骨材

Mでは $95\text{g}/\text{m}^3$ ，ピンゾール20%溶液をセメント量との割合で示すと，骨材Lに対し $C \times (0.09 \sim 0.10)\%$ ，骨材Mで $C \times (0.12 \sim 0.13)\%$ となりセメント量が大になるにつれて両骨材間の差が大きくなる。なお，普通コンクリートの場合は5%の全空気量を得るためには $C \times 0.09\%$ 程度のAE剤量を必要とする実験結果が得られている。

軽量コンクリートにおいては一般にエントラップトエアが普通コンクリートよりも0.5～1.5%大きく，また耐久性についても不明の点が多いので，全空気量は5～7%を標準とすることが望ましいと考えられる。

(3) スランプと単位水量+空気量 ($A+W$) との関係

(1)では単にスランプと単位水量のみとの関係について述べたが，ここでは空気量の要素を単位水量に入れ，その容積について考察してみる。全空気量は $5 \pm 1\%$ となるようAE剤（ピンゾール）で調整し，水量の増減によってのみスランプを変化させることを試みた。結果を図-3.15に示す。

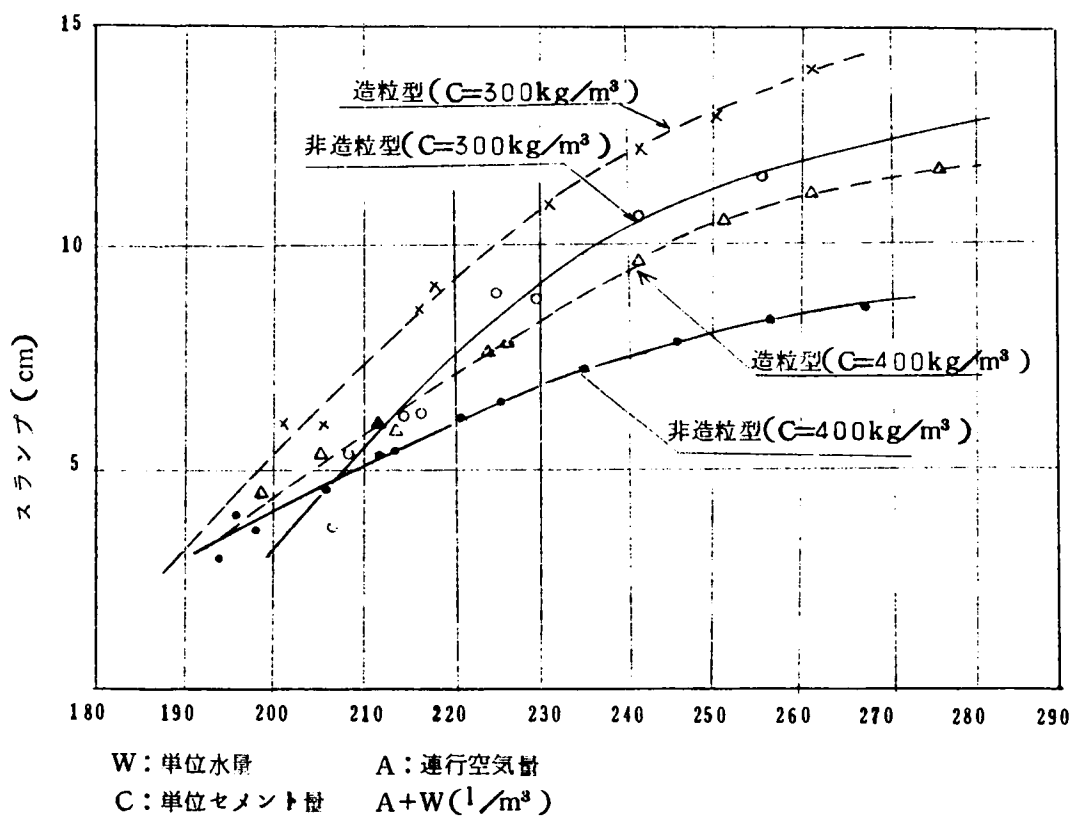


図-3.15 スランプと単位水量+空気量 ($A+W$) との関係

単位セメント量 300kg/m^3 の場合スランプ約 9 cm (単位水量+ 空気量の容積は骨材L: 約 220 l/m^3 , 骨材M: 約 230 l/m^3)まではほぼ直線的に変化するが、それ以上水量を増すと5.1の結果と同様スランプはあまり増加せず、それらの関係は曲線となる。non AEコンクリートではこの直線から曲線への移行点はスランプで約 6 cm のところであったが、空気を連行することによってプラスチシター、フローベリチーが良好に、また骨材分離の傾向が少なくなり、コンクリートのワーカビリチーが改善されることを示している。骨材LとMとを比較すると、単位水量に若干の差があるので、同一水量空気量の容積に対するスランプは骨材Lの方が大である以外は、直線部の勾配は両骨材とも全く等しいが曲線部の勾配は骨材Mの方が小さく、単位水量の増加によるワーカビリチー増の程度が小さくなる傾向を示している。

単位セメント量 400kg/m^3 の場合もほぼ同様の傾向を示している。すなわち、骨材Lではスランプ約 10 cm ($W+A: 240\text{ l/m}^3$)まで、骨材Mでは約 7 cm ($W+A: 230\text{ l/m}^3$)まで直線関係を示しているが、単位水量がそれ以上になると曲線関係に移行する。しかしその曲線の勾配は両骨材の場合ともほとんど変わらず、かつセメント量 300kg/m^3 の場合よりも小さい。

これらの結果より空気連行によるコンクリートのワーカビリチー改善の程度は、セメント量が少ない場合の方が著しいことがわかる。これはセメント量が多いとそれだけセメントペーストの量が大きくなり、とくにプラスチシターが良好となるからである。したがってコンシステンシーに最も大きな影響を与えるのは単位水量であるが、ワーカビリチー全体を考える場合にはセメントペースト量(空気量を含めた)との関連を明らかにする必要がある。

(4) s/a と単位水量との関係

s/a を4種類すなわち単位セメント量 300kg/m^3 に対し $42, 44, 46, 48\%$, 400kg/m^3 に対し $36, 38, 40, 42\%$ を選び、同一スランプ($6 \pm 0.5\text{ cm}$)を得るに要する単位水量を求めた。その結果を図-3.16に示す。

骨材Lについて考えてみると、この範囲の s/a では、これらの関係はほぼ直線で表わすことができ、セメント量が少ないほど直線の勾配が大きいくことがわかる。したがってセメント量が多いときは s/a を変化させても水量におよぼす影響は少なく、 s/a が小さくなると直線関係が崩れ単位水量減少の割合が大となる傾向を示している。また s/a が小さすぎるとコンクリートのワーカビリチーは著しく阻害されるので、 s/a の範囲とし

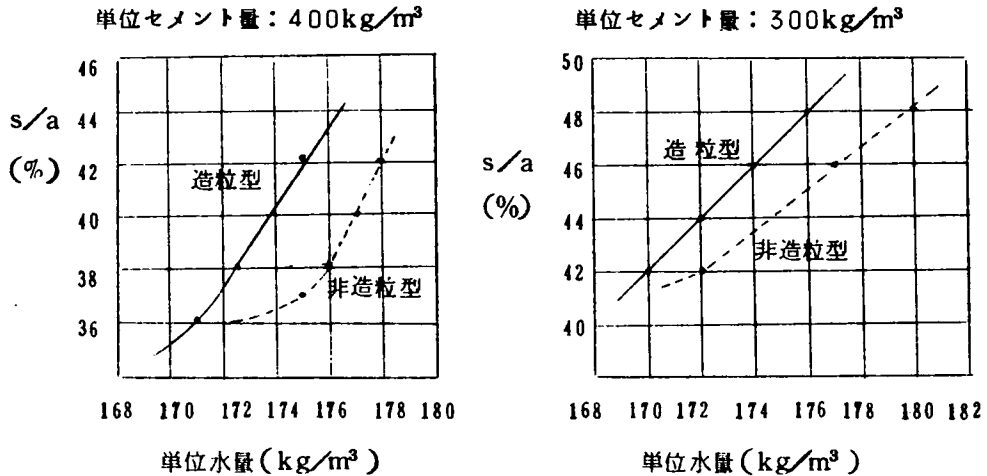


図-3.16 s/a と単位水量との関係

ては直線関係が得られる範囲が適当と考えられる。したがって骨材Lにおける適当な s/a の範囲としては、セメント量 400kg/m^3 で $37 \sim 44\%$ 、 300kg/m^3 で $42 \sim 48\%$ と推定される。

同様に骨材Mでは、セメント量が少ない場合は直線関係が得られるが、多い場合は s/a を減少させると単位水量を大幅に減少し得る。その傾向をくわしく確かめるため s/a : 37% のコンクリートを追加的に実験した結果、図-3.16に示すような関係が得られたが、 s/a を 37% あるいは 36% まで減少すると、プラスチック、フィニッシャビリティが阻害され、たとえ水量を減少することが可能であってもワーカビリティが阻害されるので施工に適するコンクリートを得ることができない。したがって骨材Mではセメント量 400kg/m^3 の場合、良好なワーカビリティのコンクリートを得るには s/a を若干大きめに選んだ方がよい。適当な s/a の範囲としては、セメント量 300kg/m^3 に対し $43 \sim 48\%$ 、 400kg/m^3 に対し $38 \sim 44\%$ 程度と推定される。さらに骨材Mにおいては適当な s/a の範囲内では、 s/a を 1% 減少することによってセメント量 300kg/m^3 の場合単位水量を $1.0 \sim 1.3\text{kg/m}^3$ 、 400kg/m^3 に対し $0.5 \sim 1.0\text{kg/m}^3$ 減少することが可能である。

骨材LとMとを比較すると、前述したように良好なワーカビリティが得られる s/a の範囲はわずかに異なり、骨材Mのような非造粒型骨材の場合 s/a を若干大きめに選んだ方がワーカビリティの点から得策である。これは骨材の形状と粗骨材の空けき率の違いによ

るものと考えられる。砕石コンクリートは河川産骨材を使用する場合よりも s/a を若干大きく選んだ方が良いといわれており、また粗骨材Mの方が若干空げき率が大いことからこの事実が伺われる。

普通天然骨材を使用した場合、 s/a を1%減少すると同一スランプとするためには単位水量を 1.5 kg/m^3 減少すればよいとされている。軽量コンクリートにおいては骨材の種類、セメント使用量によってやや異なるが、減少水量は s/a 1%について 1 kg/m^3 と考えて差し支えがないようである。また一般に s/a を大きくするとコンクリートのプラスチックシーや均等性が良好となる利点を有するが、同一強度を得るためには単位水量およびセメント使用量を多くする必要がある。

(5) 細骨材のF・M・（容積）と単位水量との関係

現在市販されている人工軽量細骨材のF・M・（容積）は3.0前後のものが多い。したがってF・M・の変化は生産管理の良否によって若干差があるとしても、 ± 0.2 程度の範囲内にあると予想される。本実験においてはF・M・の上限を3.3、下限を2.8とし、標準のF・M・を3.0の3種類について、同一スランプを得るに要する単位水量の変化について検討した。得られた結果を図-3.17に示す。

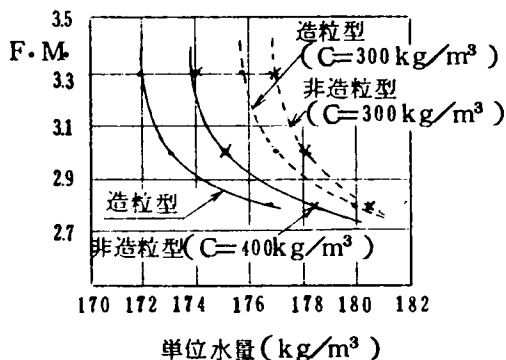


図-3.17 軽量細骨材の粗粒率（F・M・）と単位水量との関係

試験結果は、骨材の種類に拘らずほぼ同様の傾向を示し、F・M・が小さくなるにしたがって単位水量の増大がみられ、とくにF・M・が標準値3.0より小さい場合にその傾向が著しい。これらの結果より、軽量細骨材においてはその粒度管理が重要で、とくにF・M・が小さくならないようすなわち0.3 mm以下の微細部分が多すぎないように粒度管理に注意を払

う必要がある。

骨材LとMとを比較すると、F・M・の減少による水量変化は骨材Lの方がやや大きいようである。

土木学会コンクリート標準示方書によれば、普通天然骨材の場合細骨材のF・M・が0.20以上の変化を示したとき、配合を変えるべきことを規定している。前述したように

人工軽量骨材ではF・Mが3.0の場合，0.3変化しても水量は 1 kg/m^3 前後の変化に過ぎないが，F・Mが3.0以下では0.2の変化に対し水量が $3\sim 4\text{ kg/m}^3$ 変化する。したがって人工軽量細骨材においては普通砂の場合よりもこの規定をやや嚴重にした方がよく，F・Mの変化が0.10～0.15程度でも配合を修正する必要があると考えられる。

なお，コンクリートのワーカビリティの点から見れば，F・Mは小さいほど良好のよう観察された。

(6) 空気量と圧縮強度との関係

水セメント比および s/a を同一にした軽量コンクリートの全空気量と材令28日における圧縮強度との関係を図-3.18に，またnon AEコンクリートの強度を100とした場合の空気量と圧縮強度減少率との関係を図-3.19に示す。本実験においては実用的な

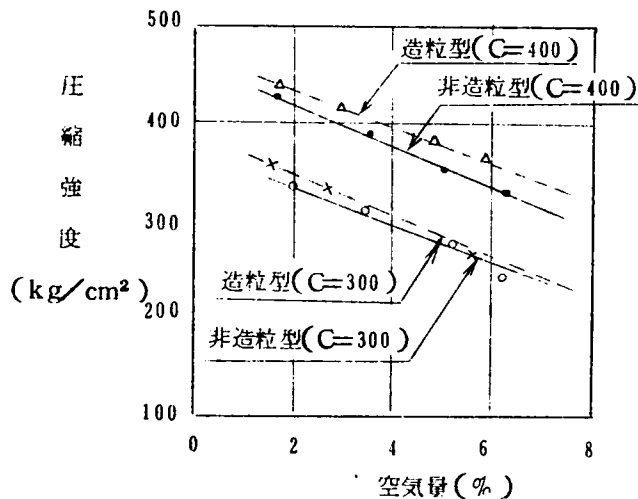


図-3.18 空気量と材令28日における圧縮強度との関係

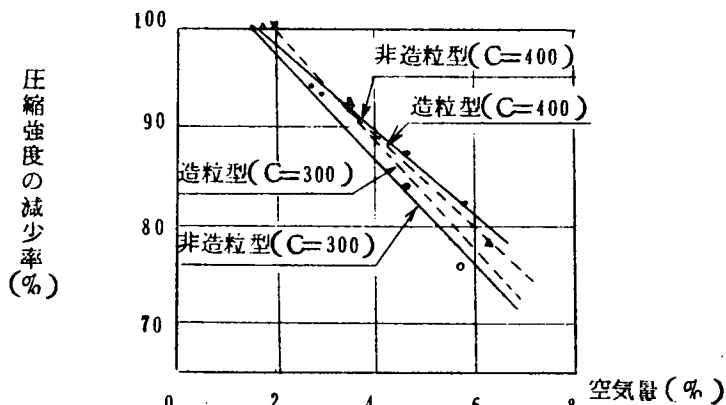


図-3.19 空気量と圧縮強度減少率との関係

空気量の範囲として3～7%を選んだが、この範囲以下ではコンクリートの耐久性を向上させるための効果は期待できないし、またこの範囲以上では、空気量の増大による強度の低下が著しくなる。

図-3.19より単位セメント量 300kg/m^3 ($w/c=0.55$)、 400kg/m^3 ($w/c=0.41$) いずれの場合も空気量の増大による強度の低下は、骨材の種類に拘らずほぼ等しく、空気量1%増加することによって圧縮強度は4.5～5.5%減少することがわかる。骨材別では、骨材Lは空気量1%増加することによって圧縮強度は4～5%減少し、一方骨材Mでは5～6%低下する。すなわち骨材Mの方が空気連行による圧縮強度低下におよぼす影響が若干大きいようである。

なお、普通コンクリートでは一般に同一水セメント比における空気量増大による強度の低下率は4～6%といわれているので、本質的には軽量コンクリートも普通コンクリートと同様の傾向を示すと結論してもよいであろう。

本実験ではAE剤としてビンゾールを使用した。AE剤よりも減水性分散剤を使用する方が単位水量をより多く減少でき、したがって空気量の増大による強度の低下は、水セメント比の減少で補なわれ、強度低下が小さくなる。

(7) 配合設計における修正値

前述した諸試験結果をもとにして、配合設計を行なう際に必要な修正値の私案を表-3.17のように提示する。

表-3.17 配合における修正値

| 変化した要因 | 単位水量 | s/a | 材令28日圧縮強度 |
|------------------|---------------------------------|----------------------------|-----------------|
| スランプ1cmの増減に対し | 1.0～1.2% | | |
| 空気量1%の増減に対し | $\pm 1.5\%$ * $\pm 3.0\%$ ** | $\pm 0.5\%$ $\pm 0.5\%$ | |
| 砂のF.M. 0.1の増減に対し | | 0.4～0.5% | |
| s/a 1%の増減に対し | 1kg/m^3 | | |
| 空気量1%の増に対し | | | $-(4\sim6)\%$ * |

* AE剤のみ ** 分散剤+AE剤

骨材の種類とくに造粒型と非造粒型とによってこれらの数値には若干の差はあるが、試験においては必ず誤差が含まれるものであるから、骨材の種類による差はこれを一応無視して考えることにした。また、直接求め得ない修正値についてはスランプと単位水量あるいは s/a と単位水量との関係を参照して求めた。

表－3.17は現在市販されている程度の良質の骨材であればそのまま利用できるものと考えられるが、吸水量が異常に大きい骨材あるいは骨材強度が極端に劣り、構造用軽量コンクリートに不適なものでは上の表に示す数値とは相当の差のあることが予想されるので、改めて試験を行ない諸数値を決定する必要があるだろう。

6. 結 論

本編においては、第1章で人工軽量骨材コンクリートの配合設計上の問題点について概説的に述べた。全般的にこれをまとめると、使用する骨材が普通骨材と相当異なることによって、コンシステンシー、細骨材率、単位セメント量、空気量、単位容積重量、水セメント比などの選び方が、普通コンクリートの配合設計を行なう場合と若干異なることを十分留意しておかなければならない。なおまた、実際の配合設計を行なう場合には必ず試し練りを行ない、コンクリートの性状についての観察をおこたってはならない。第2章以下においては、現在市販されている人工軽量骨材のうちから、細粗骨材とも製造されかつ骨材形状（造粒型、非造粒型）の異なる代表的な2銘柄を選び、軽量コンクリートの配合設計を行なう場合あるいは配合修正を行なうに当って問題とすべき諸要因を取り上げ、同一条件のもとで実際にコンクリートの練りまぜを行ない実験的にこれらの問題点を検討した。また、実験の結果をもとにして配合修正値の私案を提示したが、骨材の種類、AE剤混入の有無などによって若干の差はあっても、普通コンクリートの配合設計において従来から用いられている諸数値をわずかに修正するだけで十分利用できることがわかった。しかし軽量コンクリートにおいては骨材分離に対する抵抗性や、フローベリチー、プラスチシ

チーなどのワーカビリチーの良好な範囲（たとえば骨材の分離がなくコンクリートのワーカビリチーが良好な s/a あるいはスランプなどの範囲）は普通コンクリートよりも狭く、その範囲を個々の骨材についてあらかじめ決めておくことも非常に重要であると考えられる。

その他骨材の吸水状態、骨材最大寸法あるいは細骨材の微粒分の多少によるコンクリートのワーカビリチーにおよぼす影響などについてはさらにくわしい実験を行なう必要があろう。これらのうち骨材最大寸法は現在市販されている骨材の大部分は 20～15 mm 程度であるので、それ以上の骨材が製造された場合に考えればよい。骨材の吸水状態による影響については本実験と別途に検討を加えた（第 2 編）。

まだ固まらない軽量コンクリートに関する問題点としては、本研究で取りあげたコンクリートの配合上の諸問題以外に、

コンクリートの練りまぜの問題：ミキサの種類，材料投入の順序，練りまぜ時間等

施工の問題：コンクリートの運搬，締め固め，表面仕上げ等

など主として施工上の問題点についても究明しておく必要がある。これらについては第 8 編で簡単にふれることにする。

〔 第 3 編 参 考 文 献 〕

- (1) 日本建築学会，建築工事標準様書，JISS 5 鉄筋コンクリート工事，1965
- (2) 土木学会，人工軽骨材コンクリートの設計施工指針（案）1966
- (3) 日本材料学会，人工軽骨材使用軽骨材コンクリート施工指針（案）1966
- (4) ACI Committee 613, Recommended Practice for Selecting proportions for Structural Lightweight Concrete., J. of ACI, sept., 1958
- (5) G. H. Nelson & O. C. Frei, Lightweight Structural Concrete

proportioning and control, J. of ACI, Jan. 1958

- (6) 西岡思郎；人工軽量骨材および人工軽量骨材コンクリートの各種性状について，材料
Vol 15, No 157, 1966 10
- (7) J. J. shideler; Lightweight Aggregate Concrete for Structural Use, J. of ACI, Oct. , 1957
- (8) R. Landgren, J. A. Hanson & D. W. Pfeifer; An Improved Procedure for Proportioning Mixes of Structural Lightweight; Jour. of PCA, Vol 1, No 2, May. 1965
- (9) 村田二郎：強制練りミキサーによる軽骨コンクリートの練り混ぜ，日本ACI，構造
用軽骨コンクリートシンポジウム論文集

第 4 編

人工軽量骨材コンクリートの特性に関する研究 —強度特性，静弾性係数，乾燥収縮および凍結融 解に対する耐久性—

1. 概 説

わが国における人工軽量骨材の歴史は浅く，とくに現在欧米各国で実用化されているような膨張頁岩，焼成フライアッシュなどの人工骨材の生産が開始されたのはここ数年のことである。構造物の自重軽減による経済性など，軽量コンクリートに対する期待は，コンクリートそのものの強度が小さくは望み得べきことではない。近年ようやく実用の域に達した人工軽量骨材は吸水性も少なく，コンクリートとしての品質管理も比較的容易で，圧縮強度 $400 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$ 程度の強度までであれば天然普通骨材コンクリートと全く同様に容易に得られるようになり，つぎの時代の骨材として大いに期待できるものと考えられる。現在まで発表されているこれら人工骨材に関する研究結果¹⁾によると，それらの物理的性質は天然普通骨材の性質と相当に異なり（第1編，第2編），したがってこのような骨材を用いたコンクリートの配合，フレッシュおよび硬化コンクリートの性質もまた普通コンクリートと相違することが容易に推察できる（第1編，第3編）。さらにまた，これを鉄筋コンクリート，鉄骨コンクリート，プレストレストコンクリート等の構造材として使用する場合にも多くの研究すべき問題点がある。たとえば構造物の設計の立場から考えると，変形，鉄筋との付着性，収縮およびクリープ，せん断耐力の問題などである。すなわち人工軽量骨材コンクリートの特性からくるこれら構造物設計上の諸問題をよく理解してはじめて，その特性を生かした構造物の設計が可能になるものである。

人工軽量骨材コンクリートに関しては前述したようにコンクリートの諸性質，構造物の設計等に数多くの研究課題を有しているが，本研究はこれらのうち昭和40年6月末現在建設省で認可され，かつ市販されている種類の人工軽量骨材について，セメントの種類，水質，温度，養生，試験方法などの諸条件を全く同一にして一連の試験を行ない，人工軽

量骨材コンクリートの諸性質，すなわち，練り混ぜ試験，強度特性，静弾性係数，乾燥収縮，凍結融解に対する耐久性などを実験的に検討した結果について述べる。

2. 実 験 計 画

一般に人工軽量骨材は，通常用いられている川砂，川砂利と比較して，物理的あるいは力学的性質を異にし，それぞれの骨材を用いて製作したコンクリートは，たとえその圧縮強度が等しくても，その他の力学的性質あるいは物理的性質が相違することについては，すでに概論の項で述べた通りである。本研究においては，単位セメント量あるいは水セメント比と諸強度，圧縮強度と他の強度，静弾性係数などの軽量コンクリートの基本的性質について実験的に検討することを目的とするが，検討すべき項目を具体的に述べると以下に示すとおりである。

- (1) A Eコンクリート，nonAEコンクリートの練り混ぜ試験
- (2) 水セメント比およびセメント空げき比と諸強度との関係
- (3) 諸強度相互の関係
- (4) 静弾性係数
- (5) 乾燥収縮
- (6) 凍結融解に対する抵抗性

(1)においては，単位セメント量を3～5種類選び，スランプ 6 ± 1 cm，A Eコンクリートにおいては空気量 5.5 ± 1 %となるのに必要な単位水量，単位A E剤量を求め，主として骨材の種類による相違，細骨材に天然砂を用いた場合の影響などについて検討する。実験計画表を表4.1に示す。

(2)～(3)においては，(1)で得られた同一配合条件のコンクリートの，材令7，14，28日における圧縮強度，引張強度（split test），曲げ強度を求め，実際の練り混ぜ試験より得られた水セメント比，セメント空げき比と諸強度との関係および諸強度相互の関係について考察する。

表 4.1 実験計画表 (配合設計条件)

| 骨材の種類 | コンクリートの種類 | | 単位セメント量 (kg/m ³) | s/a (cm) | スランプ (cm) | 空気量(%) ** |
|-------------|-----------|----|---------------------------------|-------------|--------------|--------------|
| 造粒型 (L) | LLP | 30 | 300 | 42 | 6 ± 1 | 5 ± 1 |
| | | 35 | 350 | 40 | | |
| | | 40 | 400 | 38 | | |
| | | 45 | 450 | 36 | | |
| | | 50 | 500 | 34 | | |
| | LLN | 30 | 300 | 44 | | — |
| | | 35 | 350 | 42 | | |
| | | 40 | 400 | 40 | | |
| | | 45 | 450 | 38 | | |
| | | 50 | 500 | 36 | | |
| | LHP | 30 | 300 | 40 | | 5 ± 1 |
| | | 35 | 350 | 38 | | |
| | | 40 | 400 | 36 | | |
| | | 45 | 450 | 34 | | |
| | | 50 | 500 | 32 | | |
| | LHN | 30 | 300 | 42 | | — |
| | | 35 | 350 | 40 | | |
| | | 40 | 400 | 38 | | |
| | | 45 | 450 | 36 | | |
| | | 50 | 500 | 34 | | |
| 非造粒型 (M) | MLP | 30 | 300 | 42 | 6 ± 1 | 5 ± 1 |
| | | 35 | 350 | 40 | | |
| | | 40 | 400 | 38 | | |
| | MLN | 30 | 300 | 44 | | — |
| | | 35 | 350 | 42 | | |
| | | 40 | 400 | 40 | | |
| | MHP | 30 | 300 | 40 | | 5 ± 1 |
| | | 35 | 350 | 38 | | |
| | | 40 | 400 | 36 | | |
| | MHN | 30 | 300 | 42 | | — |
| | | 35 | 350 | 40 | | |
| | | 40 | 400 | 38 | | |
| 非造粒型 (S) | SHP | 30 | 300 | 40 | 6 ± 1 | 5 ± 1 |
| | | 40 | 400 | 36 | | |
| | SHN | 30 | 300 | 42 | | — |
| | | 40 | 400 | 38 | | |

* 記号の第1字は粗骨材の種類 L: ライオナイト, M: メサライト, S: セイライト

第2字は細骨材の種類 L: 軽量骨材, H: 天然川砂

第3字は混和剤 P: ポゾリスNo.8, N: 混和剤なし

第4字はセメント量を表す。

** 全空気量の範囲, 空気量の調整はNo.202による。

表 4.2 実験計画表 (試験種別)

| 試験種別 | 試験材令 (日) | 応力レベル (圧縮強度に対する) | 備 考 |
|------------------------------------------|-------------|-----------------------------|----------------|
| まだ固まらないコンクリート (単位水量, スランプ, 単位重量, 空気量) | 練り混ぜ直後 | | 同一配合2バッチ繰返し |
| 圧縮強度 引張強度 曲げ強度 | 7・14・28 | | 供試体数は各材令とも4本ずつ |
| 静弾性係数 | 28 | 1/10, 1/5, 1/3, 1/2, 2/3 | 供試体3本 |
| 乾燥収縮 | 打設翌日より1ヶ月 | | 供試体3本 |
| 凍結融解試験 | 28 | | 供試体3本 |
| 動弾性係数, 単位重量 | 7・14・28 | | 供試体4本ずつ |

3. 使用材料

(1) セメント

全試験に使用したセメントは大阪セメントKK製普通ポルトランドセメントで、このセメントの物理試験結果を表 4.3 に示す。

表 4.3 使用セメントの試験成績表

| 比 重 | 粉末度 (ブレン) cm ² / gr | 凝 結 | | | 安 定 性 | フロー (mm) | 強 さ (kg/cm ²) | | | | | |
|------|-----------------------------------------|-------------|--------------|--------------|----------|-------------|---------------------------|------|------|---------|-----|-----|
| | | 水 量 (cc) | 始 発 (時-分) | 終 結 (時-分) | | | 曲 げ 強 さ | | | 圧 縮 強 さ | | |
| | | | | | | | 3 日 | 7 日 | 28日 | 3 日 | 7 日 | 28日 |
| 3.16 | 3200 | 109 | 2-10 | 3-03 | 良 | 243 | 30.5 | 45.1 | 68.1 | 114 | 201 | 381 |

(2) 骨 材

本試験で使用した粗骨材は，昭和40年6月末の時点で建設省の認可をうけている人工軽量粗骨材：ライオナイト（造粒型），メサライト（非造粒型），セイライト（非造粒型）の3種類である。一方，細骨材には人工軽量骨材としてライオナイトおよびメサライト，普通骨材としては吉野川産の川砂を使用した。これら使用骨材の諸試験結果を表4.4～4.6に示す。なお本試験では全骨材を表乾状態で使用した。また，細骨材の表乾の判定は困難であるが，天然砂において一般に用いられているフローコーンによる方法は，たとえそれが曖昧なものであっても，表乾状態の目安として用いられることにのみ意義があるものであれば，そのまま用いて差支えがないと考えられる。

表4.4 細骨材の比重および吸水率

| 骨 材 の 種 類 | 比 重 | | 吸 水 率 | |
|-----------|------|------|-----------------|------------------|
| | 絶乾状態 | 表乾状態 | JIS A119 による | JIS A5002 による |
| 天 然 川 砂 | — | 2.61 | 1.40 | — |
| 造 粒 型 L | 1.79 | 1.93 | 4.09 | 4.52 |
| 非 造 粒 型 M | 1.66 | 1.81 | 12.61 | 13.47 |

表4.5 粗骨材の比重，吸水率および単位容積重量

| 骨材の種類 | 粒 径 (mm) | 比 重 | | 吸 水 率 | | 単位容積 [*] 重 量 (kg/m ³) |
|--------------|-------------|------|------|------------------|------------------|--------------------------------------------------|
| | | 絶乾状態 | 表乾状態 | JIS A1109 による | JIS A5002 による | |
| 造 粒 型 L | 15～10 | 1.24 | 1.40 | 1.96 | 2.18 | 880 |
| | 10～5 | 1.32 | 1.44 | 1.63 | 2.20 | 910 |
| | 混 合 1:1 | 1.28 | 1.42 | 1.80 | 2.19 | 900 |
| 非 造 粒 型 M | 15～10 | 1.26 | 1.42 | 7.22 | 11.40 | 800 |
| | 10～5 | 1.31 | 1.45 | 8.07 | 11.68 | 810 |
| | 混 合 1:1 | 1.29 | 1.44 | 7.65 | 11.57 | 815 |
| 非 造 粒 型 S | 15～10 | 1.24 | 1.37 | 11.67 | 16.28 | — |
| | 10～5 | 1.25 | 1.40 | 6.95 | 15.92 | — |
| | 混 合 1:1 | 1.25 | 1.39 | 9.57 | 16.15 | 790 |

* ジッキング試験による

表 4.6 骨材のフルイ分け試験結果

| 細骨材の 種 類 | 粒 度 分 布 (残留%) | | | | | F.M. |
|-------------|---------------|------|------|------|------|------|
| | mm 2.5 | 1.2 | 0.6 | 0.3 | 0.15 | |
| 天然川砂 | 11.7 | 26.8 | 54.6 | 90.3 | 98.4 | 282 |
| 造粒型L | 5.7 | 39.7 | 64.8 | 79.6 | 90.1 | 280 |
| 非造粒型M | 11.0 | 37.1 | 60.0 | 80.4 | 93.0 | 282 |

| 粗骨材の 種 類 | 粒 度 分 布 (残留%) | | | | | F.M. |
|-------------|---------------|-----|------|------|------|------|
| | mm 20 | 15 | 10 | 5 | 2.5 | |
| 造粒型L | 0.3 | 2.6 | 44.8 | 97.0 | 100 | 642 |
| 非造粒型M | 0.1 | 3.8 | 55.2 | 98.8 | 99.8 | 654 |
| 非造粒型S | 0 | 5.1 | 55.7 | 98.2 | 100 | 655 |

(3) 混 和 剤

混和剤とくに減水剤（分散剤）は，ワーカビリチを改善しかつ単位水量を大巾に節減できる。軽量コンクリートは耐久性の見地からまたワーカビリチを改善するためにも良質の混和剤を使用することは不可欠である。本試験では，混和剤混入による減水をも検討する目的で，混和剤混入と無混入コンクリート（以下便宜上AEコンクリート，Non AEコンクリートと称する）を研究対象に選んだ。使用した混和剤は，日曹マスタービルダーズ社製減水性分散剤No. 8で，空気量の調整は同社製AE剤（No. 202）を適宜使用した。

4. コンクリートの練り混ぜ試験

第3編において述べた人工軽量骨材コンクリートの配合設計に関する基礎的研究結果を考慮して，造粒型骨材L，非造粒型骨材MおよびSについて表4.7～4.8に示すような合計36種類の軽量コンクリートの練り混ぜ試験を実施した。練り混ぜ試験に用いた配合およびまだ固まらないコンクリートの諸試験結果を表4.7～4.8に示す。なお，試験時のコ

表 4.7 軽量コンクリートの配合表 (造粒型骨材)

| コンクリートの種別 | 水セメント比 w/c (%) | セメント 水比 c/w (weight) | セメント 空けき比 c/v (vol.) | 単位セメント量 c (kg) | 単位水量 w (kg) | 細骨材率 s/a (%) | 単位骨材量 (絶対容積) S | 単位粗骨材量 (絶対容積) G | 単位AE利量 (cc) (No.202) (1%溶液) | W.T. (°C) C.T. (°C) | R.T. (°C) R.H. (%) |
|-----------|------------------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------|---------------------|----------------------|------------------------|-------------------------|--------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| LLP-30 | 430 | 204 | 0.46 | 300 | 147 | 42 | 0.2952 | 0.4076 | 0.3A(63) | 20.4/266 | 235/69 |
| LLP-35 | 426 | 235 | 0.54 | 350 | 149 | 40 | 0.2938 | 0.4406 | 0.6A(147) | 21.1/271 | 285/76 |
| LLP-40 | 385 | 260 | 0.61 | 400 | 154 | 38 | 0.2711 | 0.4424 | 1.0A(280) | 20.9/271 | 270/74 |
| LLP-45 | 352 | 284 | 0.68 | 450 | 158 | 36 | 0.2497 | 0.4439 | 1.8A(567) | 20.8/274 | 265/78 |
| LLP-50 | 332 | 301 | 0.70 | 500 | 166 | 34 | 0.2277 | 0.4421 | 2.5A(875) | 20.0/271 | 260/76 |
| LLN-30 | 590 | 170 | 0.50 | 300 | 177 | 44 | 0.3198 | 0.4070 | | 20.0/275 | 295/71 |
| LLN-35 | 514 | 195 | 0.58 | 350 | 178 | 42 | 0.2982 | 0.4117 | | 19.3/269 | 213/65 |
| LLN-40 | 445 | 225 | 0.67 | 400 | 179 | 40 | 0.2772 | 0.4158 | | 20.1/272 | 275/74 |
| LLN-45 | 400 | 250 | 0.74 | 450 | 180 | 38 | 0.2569 | 0.4192 | | 19.4/263 | 263/78 |
| LLN-50 | 366 | 273 | 0.81 | 500 | 183 | 36 | 0.2366 | 0.4207 | | 20.0/267 | 254/79 |
| LHP-30 | 470 | 213 | 0.50 | 300 | 141 | 40 | 0.3033 | 0.4550 | 0.9A(189) | 22.3/282 | 266/74 |
| LHP-35 | 403 | 248 | 0.57 | 350 | 141 | 38 | 0.2821 | 0.4603 | 1.4A(343) | 22.3/284 | 275/72 |
| LHP-40 | 370 | 270 | 0.63 | 400 | 148 | 36 | 0.2590 | 0.4605 | 3.2A(896) | 21.9/287 | 280/67 |
| LHP-45 | 340 | 294 | 0.68 | 450 | 153 | 34 | 0.2375 | 0.4611 | 5.5A(1733) | 21.9/287 | 280/67 |
| LHP-50 | 332 | 301 | 0.69 | 500 | 166 | 32 | 0.2143 | 0.4555 | 6.5A(2275) | 22.3/282 | 275/72 |
| LHN-30 | 567 | 177 | 0.52 | 300 | 170 | 42 | 0.3082 | 0.4256 | | 21.0/272 | 277/69 |
| LHN-35 | 489 | 204 | 0.62 | 350 | 171 | 40 | 0.2868 | 0.4301 | | 21.8/280 | 279/70 |
| LHN-40 | 435 | 230 | 0.69 | 400 | 174 | 38 | 0.2652 | 0.4328 | | 21.8/280 | 278/69 |
| LHN-45 | 396 | 253 | 0.76 | 450 | 178 | 36 | 0.2441 | 0.4340 | | 21.2/275 | 273/67 |
| LHN-50 | 372 | 269 | 0.80 | 500 | 186 | 34 | 0.2225 | 0.4318 | | 21.9/282 | 275/69 |

表 4.8 軽量コンクリートの配合表 (非造粒型骨材)

| コンクリートの種別 | 水セメント比 w/c (%) | セメント 水 c/w (weight) | セメント 空けき比 c/v (vol.) | 単位セメント量 c (kg) | 単位水量 w (kg) | 細骨材率 s/a (%) | 単位骨材量 (絶対容積) S | 単位骨材量 (絶対容積) G | 単位AE剤量 (cc) (No.202) (1% 溶液) | W.T. (°C) $C.T.$ (°C) | R.T. (°C) $R.H.$ (%) |
|-----------|------------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------------|---------------------|----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| MLP-30 | 507 | 198 | 0.47 | 300 | 152 | 42 | 03143 | 04340 | 2 A (420) | 215/273 | 280/74 |
| MLP-35 | 440 | 228 | 0.54 | 350 | 154 | 40 | 2918 | 4376 | 3 A (350) | 230/277 | 278/71 |
| MLP-40 | 398 | 252 | 0.61 | 400 | 159 | 38 | 2692 | 4393 | 35A (980) | 215/276 | 269/75 |
| MLN-30 | 597 | 168 | 0.50 | 300 | 179 | 44 | 3189 | 4059 | | 213/263 | 270/78 |
| MLN-35 | 515 | 194 | 0.58 | 350 | 180 | 42 | 2973 | 4106 | | 205/268 | 272/74 |
| MLN-40 | 453 | 221 | 0.65 | 400 | 181 | 40 | 2764 | 4146 | | 214/274 | 279/78 |
| MHP-30 | 487 | 206 | 0.47 | 300 | 146 | 40 | 3013 | 4520 | 3 A (630) | 213/265 | 280/60 |
| MHP-35 | 423 | 236 | 0.55 | 350 | 148 | 38 | 2795 | 4559 | 35A (858) | 210/275 | 282/66 |
| MHP-40 | 388 | 258 | 0.60 | 400 | 155 | 36 | 2565 | 4560 | 48A (1344) | 209/266 | 283/63 |
| MHN-30 | 563 | 178 | 0.51 | 300 | 169 | 42 | 3086 | 4262 | | 199/269 | 271/78 |
| MHN-35 | 486 | 206 | 0.60 | 350 | 170 | 40 | 2872 | 4307 | | 211/270 | 278/74 |
| MHN-40 | 428 | 234 | 0.68 | 400 | 171 | 38 | 2664 | 4346 | | 220/280 | 275/74 |
| SHP-30 | 486 | 206 | 0.47 | 300 | 144 | 40 | 3021 | 4532 | 25A (525) | 208/270 | 260/86 |
| SHP-40 | 383 | 261 | 0.61 | 400 | 153 | 36 | 2572 | 4573 | 4 A (1120) | 219/276 | 263/82 |
| SHN-30 | 557 | 180 | 0.52 | 300 | 167 | 42 | 3095 | 4273 | | 195/262 | 260/82 |
| SHN-40 | 420 | 236 | 0.68 | 400 | 169 | 38 | 2671 | 4359 | | 205/269 | 260/82 |

ンクリートおよび使用水，室内等の温度差は最大2℃であるので，まだ固まらないコンクリートの温度差による影響は無視しうると考えられる。

同一スランプを得るに要する水量について考えてみる。スランプ，空気量，温度条件等の大体等しい普通天然骨材コンクリートの結果²⁾(表4.9)と比較すると(s/a による水量の補正は第3編に示す修正値を用いた)セメント量 350 kg/m^3 では細粗骨材とも軽量の場合10～15%，細骨材に天然砂，粗骨材に軽量を用いると5～10%普通コンクリートの場合よりも単位水量を多くする必要がある。またセメント量 450 kg/m^3 で

表4.9 普通コンクリートの配合表²⁾

| コンクリートの種類 | 最大寸法 (mm) | スランプ (cm) | 空気量 (%) | 単位水量 (kg/m^3) | 単位セメント量 (kg/m^3) | s/a (%) | 単位細骨材量 (kg/m^3) | 単位粗骨材量 (kg/m^3) |
|-----------|--------------|--------------|------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 配合Ⅰ | 25 | 5.5 | 4.7 | 130 | 350 | 33 | 626 | 1271 |
| 配合Ⅱ | 25 | 5.6 | 4.5 | 144 | 450 | 30 | 534 | 1246 |

は同様に軽量細粗骨材を用いた場合5～10%，天然砂軽量粗骨材の場合で4～8%の水量を増加さす必要がある。このように同一スランプを得るに要する単位水量を普通コンクリートのそれと比較すると，使用骨材の種類によって若干の差はあるが，約10%程度水量を多くする必要があり，セメント量が少ないほど水量増加の割合が大きくなると推察される。この現象は，軽量骨材の比重が小さいので見掛のコンシステンシーが小さくなり，普通コンクリートよりもスランプが出難くなるからであると推察される。従って細骨材に天然砂を用いたり単位セメント量が大となるとこの傾向は小さくなり，単位水量の差が少なくなると考えられる。

軽量コンクリートのみについて比較すると，細骨材に天然砂を用いると軽砂を用いた場合よりも単位水量は約 5 kg/m^3 (3～4%)少なくなり，また減水剤とAE剤を併用すると約14%の減水が可能となる。しかしセメント量を増加すると単位水量および減水率は若干小さくなる傾向を示す。さらに骨材Lと骨材M・Sとでは，同一配合条件において造粒型の方が 5 kg/m^3 (約3%)程度非造粒型よりも単位水量を少なくすることが可能であるが，これは主として骨材の形状によるものと考えられる。

まだ固まらないコンクリートの単位容積重量(比重)はセメント使用量，空気連行の有

無によって若干異なるが、AEコンクリートで軽砂の場合骨材 $L \div 1560 \text{ kg/m}^3$ ，骨材 $M \div 1600 \text{ kg/m}^3$ ，天然砂の場合 $L \div 1750 \text{ kg/m}^3$ ， $M.S \div 1800 \text{ kg/m}^3$ ，non AEコンクリートで軽砂の場合 $L \div 1620 \text{ kg/m}^3$ ， $M \div 1650 \text{ kg/m}^3$ ，天然砂の場合 $L \div 1800 \text{ kg/m}^3$ ， $M.S \div 1870 \text{ kg/m}^3$ となり骨材の種類によっても単位容積重量が若干異なることがわかる。普通コンクリートの単位容積重量はほぼ $2400 \sim 2500 \text{ kg/m}^3$ であるから、軽量コンクリートの単位容積重量は普通コンクリートのその軽砂を使用すると $64 \sim 66\%$ ，天然砂を使用した場合 $71 \sim 76\%$ となる。

従って、コンクリート構造物を設計する場合その死荷重は普通コンクリートの無筋で $2.3 \sim 2.4 \text{ t/m}^3$ ，鉄筋コンクリートで $2.4 \sim 2.5 \text{ t/m}^3$ であるが、軽量コンクリートでは、無筋で $1.5 \sim 1.6 \text{ t/m}^3$ （軽砂）， $1.7 \sim 1.9 \text{ t/m}^3$ （天然川砂），鉄筋コンクリートで $1.6 \sim 1.7 \text{ t/m}^3$ （軽砂）， $1.8 \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ （川砂）と仮定して計算して差支えないものと考えられる。

ただし、軽量コンクリートにおいては、骨材によって比重が若干異なり、また連行空気量の大きさによっても単位容積重量が異なってくるので、必ず試し練りを行なってその値を確かめておく必要がある。その場合まだ固まらないコンクリートの単位容積重量から -50 kg/m^3 が無筋コンクリート， $+50 \text{ kg/m}^3$ が鉄筋コンクリートの単位容積重量と考えても大きな差はないものと推察される。

5. 軽量コンクリートの強度特性

軽量コンクリートの諸強度試験結果を表4.10，4.11に示す。以下、種々の要因と得られた強度との関係について考察してみよう。なお、 c/w および c/v と強度との関係については材令7日，14日，28日の強度をすべて掲げ，その他の関係においては材令28日についてのみ考察することにした。

表4.10 軽量コンクリートの試験結果 (造粒型骨材L)

| コンクリートの種類 | まだ固まらないコンクリートの性質 | | | 圧縮強度 (kg/cm ²) | | | 引張強度 (kg/cm ²) | | | 曲げ強度 (kg/cm ²) | | |
|-----------|------------------|---------|-----------------------------|----------------------------|------|------|----------------------------|------|------|----------------------------|------|------|
| | スランプ (cm) | 空気量 (%) | 単位容積重量 (kg/m ³) | 7 日 | 14 日 | 28 日 | 7 日 | 14 日 | 28 日 | 7 日 | 14 日 | 28 日 |
| LLP-30 | 5.8 | 5.97 | 1542 | 210 | 259 | 305 | 21.7 | 25.9 | 29.0 | 34.9 | 39.9 | 42.7 |
| | 6.5 | 5.65 | 1554 | 254 | 307 | 342 | 24.2 | 30.0 | 32.8 | 39.3 | 44.9 | 47.2 |
| | 6.9 | 5.41 | 1564 | 285 | 343 | 383 | 28.3 | 32.5 | 36.4 | 43.4 | 48.2 | 51.5 |
| | 6.5 | 5.33 | 1590 | 331 | 377 | 421 | 30.0 | 35.5 | 39.1 | 48.3 | 51.5 | 56.2 |
| | 6.4 | 6.12 | 1572 | 351 | 387 | 431 | 31.4 | 35.8 | 39.3 | 51.0 | 55.3 | 58.9 |
| LLN-30 | 6.5 | 1.31 | 1597 | 184 | 233 | 283 | 20.1 | 23.7 | 26.2 | 33.3 | 35.7 | 40.6 |
| | 6.0 | 1.25 | 1605 | 222 | 274 | 310 | 22.8 | 27.7 | 29.9 | 35.7 | 40.6 | 44.0 |
| | 6.8 | 1.07 | 1617 | 255 | 314 | 351 | 24.3 | 29.6 | 33.5 | 40.0 | 44.8 | 48.5 |
| | 6.4 | 1.36 | 1635 | 288 | 327 | 372 | 26.0 | 30.5 | 35.6 | 44.5 | 48.9 | 50.1 |
| | 6.5 | 1.27 | 1650 | 305 | 340 | 381 | 26.9 | 31.5 | 36.6 | 48.8 | 51.8 | 56.0 |
| LHP-30 | 6.6 | 5.04 | 1724 | 243 | 279 | 319 | 21.8 | 26.2 | 29.1 | 35.7 | 39.8 | 41.8 |
| | 6.0 | 5.29 | 1741 | 287 | 330 | 357 | 25.7 | 29.7 | 32.0 | 40.1 | 44.1 | 47.5 |
| | 6.1 | 5.49 | 1711 | 328 | 360 | 405 | 26.8 | 31.0 | 33.9 | 43.9 | 48.2 | 51.4 |
| | 5.8 | 5.75 | 1701 | 331 | 365 | 407 | 26.9 | 31.8 | 33.8 | 48.4 | 52.2 | 55.3 |
| | 6.2 | 6.64 | 1677 | 333 | 366 | 410 | 29.1 | 31.9 | 34.2 | 48.8 | 54.7 | 56.4 |
| LHN-30 | 6.2 | 1.39 | 1795 | 200 | 259 | 298 | 18.1 | 23.5 | 27.7 | 33.2 | 36.9 | 39.3 |
| | 6.4 | 0.88 | 1789 | 238 | 291 | 332 | 20.5 | 25.9 | 30.3 | 37.7 | 40.0 | 43.2 |
| | 6.0 | 1.12 | 1800 | 276 | 323 | 364 | 24.7 | 29.3 | 32.1 | 43.1 | 46.7 | 48.1 |
| | 6.8 | 1.06 | 1802 | 287 | 325 | 378 | 25.8 | 30.4 | 34.0 | 45.4 | 48.6 | 50.8 |
| | 7.0 | 1.19 | 1794 | 289 | 334 | 389 | 26.1 | 30.7 | 34.6 | 48.0 | 52.5 | 53.1 |

表4.1.1 軽造コンクリートの試験結果 (非造粒型骨材M.S)

| コンクリートの種類 | まだ固まらないコンクリートの性質 | | | 圧縮強度 (kg/cm ²) | | | 引張強度 (kg/cm ²) | | | 曲げ強度 (kg/cm ²) | | |
|-----------|------------------|---------|-----------------------------|----------------------------|------|------|----------------------------|------|------|----------------------------|------|------|
| | スランプ (cm) | 空気量 (%) | 単位容積重量 (kg/m ³) | 7 日 | 14 日 | 28 日 | 7 日 | 14 日 | 28 日 | 7 日 | 14 日 | 28 日 |
| MLP-30 | 6.6 | 5.28 | 1579 | 205 | 261 | 303 | 21.0 | 24.5 | 28.0 | 32.7 | 38.1 | 41.1 |
| | 35 | 5.17 | 1601 | 272 | 325 | 353 | 23.8 | 29.2 | 31.6 | 37.8 | 42.3 | 45.4 |
| | 40 | 5.04 | 1613 | 309 | 359 | 384 | 27.4 | 31.1 | 34.4 | 42.3 | 46.8 | 49.5 |
| MLN-30 | 6.3 | 0.97 | 1626 | 167 | 222 | 277 | 18.8 | 22.3 | 25.8 | 27.2 | 34.2 | 38.6 |
| | 35 | 1.08 | 1642 | 221 | 280 | 322 | 22.6 | 26.8 | 29.5 | 35.2 | 40.5 | 44.0 |
| | 40 | 1.36 | 1650 | 279 | 329 | 356 | 25.0 | 29.3 | 31.4 | 38.6 | 44.0 | 47.1 |
| MHP-30 | 6.7 | 5.49 | 1806 | 211 | 271 | 327 | 21.6 | 24.8 | 27.1 | 34.9 | 37.7 | 42.0 |
| | 35 | 5.40 | 1800 | 274 | 339 | 382 | 24.5 | 28.0 | 29.8 | 40.2 | 43.0 | 47.4 |
| | 40 | 5.76 | 1792 | 309 | 359 | 408 | 26.2 | 30.0 | 31.7 | 42.5 | 45.6 | 50.5 |
| MHN-30 | 5.8 | 1.77 | 1872 | 184 | 238 | 298 | 18.8 | 23.0 | 25.4 | 32.7 | 35.8 | 39.2 |
| | 35 | 1.64 | 1853 | 238 | 292 | 343 | 21.1 | 26.1 | 28.0 | 35.9 | 38.9 | 43.5 |
| | 40 | 1.63 | 1861 | 283 | 321 | 368 | 22.9 | 28.1 | 29.7 | 38.3 | 43.0 | 46.0 |
| SHP-30 | 6.8 | 6.06 | 1794 | 214 | 272 | 323 | 22.4 | 25.2 | 27.4 | 33.5 | 39.1 | 43.2 |
| | 40 | 5.39 | 1805 | 313 | 362 | 406 | 26.0 | 31.2 | 31.8 | 43.9 | 44.8 | 49.7 |
| SHN-30 | 6.1 | 1.66 | 1887 | 194 | 230 | 290 | 19.5 | 23.7 | 24.8 | 31.7 | 37.5 | 40.9 |
| | 40 | 1.75 | 1893 | 295 | 335 | 365 | 23.4 | 29.6 | 30.3 | 39.6 | 42.6 | 46.9 |

1. 諸強度と c/w (セメント水比) との関係

土木学会の規定³⁾によれば、コンクリートの配合設計において強度に基づく水セメント比は、工事に必要と考えられる範囲で種類以上の異なった w/c によってコンクリートをつくり、その強度試験結果から作成した w/c - 強度曲線または c/w - 強度直線から所要の強度に対する c/w あるいは w/c を探るよう定めている。ここでは c/w と諸強度との間にどのような関係が成り立つかについて簡単に考察する。

(1) 圧縮強度と c/w との関係

各材令の圧縮強度と c/w との関係を図 4.1, 4.2 に示すが、これらの図からわかるように σ_c と c/w との間には普通コンクリートのように直線関係が得られず、横軸(c/w)

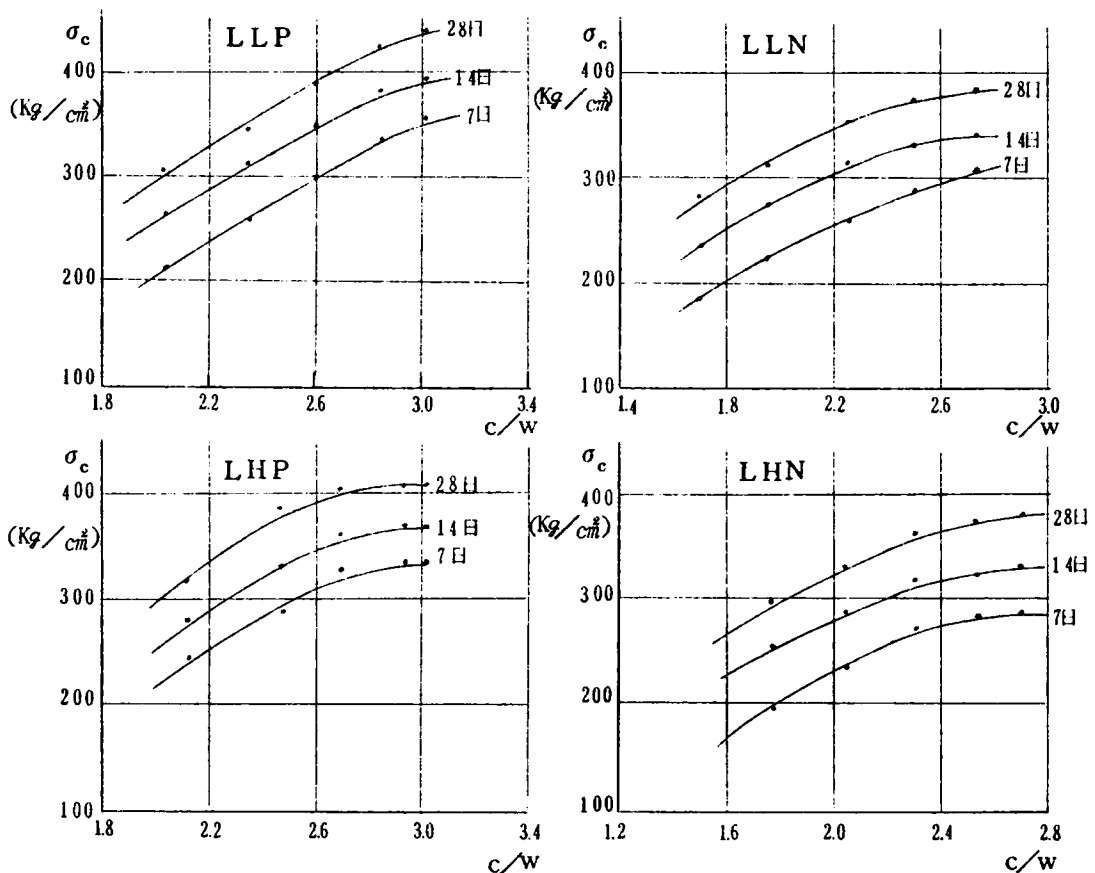


図 4.1 圧縮強度とセメント水比 (c/w) との関係 (造粒型骨材)

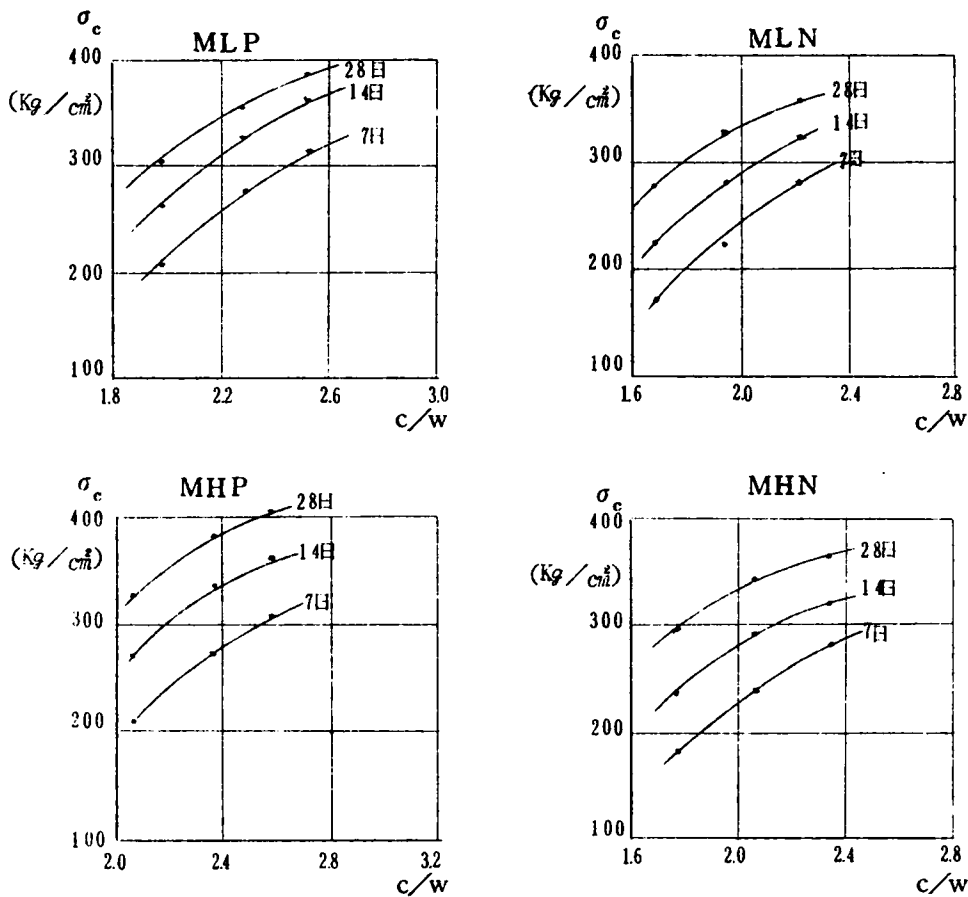


図 4.2 圧縮強度とセメント水比 (c/w) との関係 (非造粒型骨材)

に関して凸なる緩い曲線となっている。全般的に圧縮強度に関する限り本実験に使用した骨材間の差はほとんど見られないが、減水剤 (AE 剤を含む) の使用の有無によっては明確な差が現れている。すなわち軽量砂あるいは天然砂と減水剤を使用したもの (LP あるいは HP) は、 c/w が小さいときには減水剤を使用しないものより強度の発現はやや小さいが、 $c/w = 2.3$ ($w/c = 0.44$) 程度より大となると逆の傾向が現れる。従って c/w が大きいとき、すなわち水セメント比が小さいときは減水剤の使用は不可欠のように考えられる。なお、本試験においては細骨材に天然砂を使用しても強度的にはほとんど変わらず、構造物軽量化の見地からもあまり有利とはならないようである。

(2) 引張強度と c/w との関係

引張強度 (split test) と c/w との関係を図 4.3, 4.4 に示す。全般的に c/w

≥ 1.7 以上 ($w/c=0.6$) では造粒型骨材コンクリートの方が非造粒型骨材の場合よりも強度が大である。 c/w との関係で考えると $c/w=2.4$ (42%) 以下では LLN が最大で、M(S)HP が最小となり、また 2.4 以上となると LLP が最大で M(S)HN が最小となる。すなわち引張強度においては細粗骨材とも造粒型骨材の場合が最も有利で、非造粒型粗骨材と天然骨材との組み合わせの場合やや強度的に劣る。また、いずれの粗骨材を用いても、本試験結果に関する限りにおいて細骨材に天然砂を用いると引張強度が低下する傾向が見られる。一方 c/w が大、すなわち水セメント比が小さくなれば、減水剤を混入し AE コンクリートにすることが強度を高める上にも有用である。

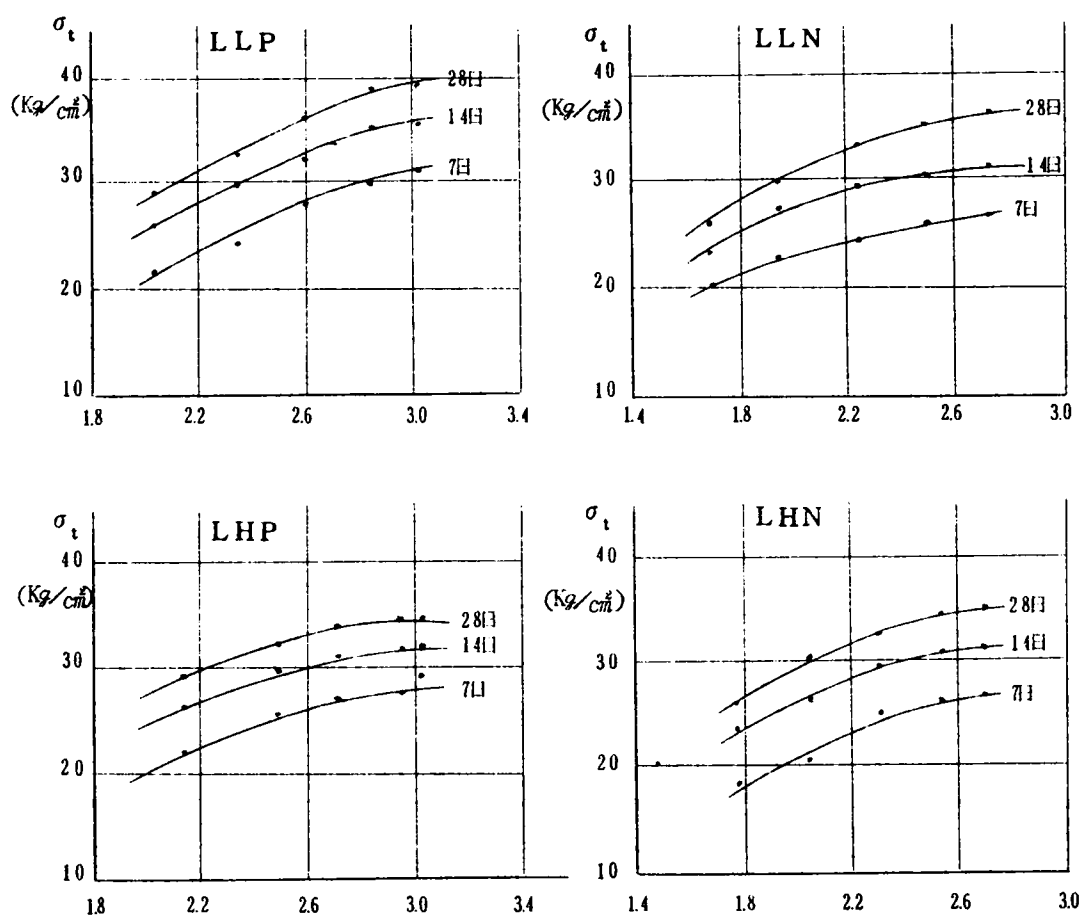


図 4.3 引張強度とセメント水比 (c/w) との関係 (造粒型骨材)

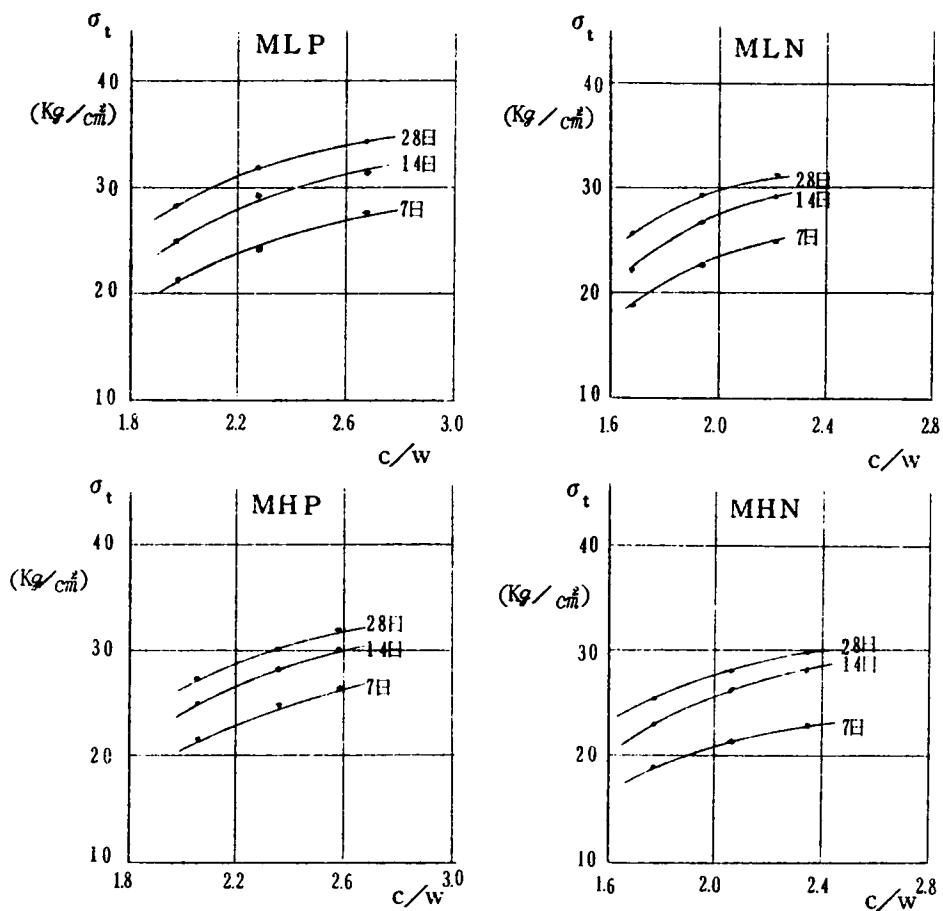


図 4.4 引張強度とセメント水比 (c/w) との関係 (非造粒型骨材)

(3) 曲げ強度と c/w との関係

曲げ強度と c/w との関係を図 4.5, 4.6 に示す。全般的に $c/w \cong 2.3$ 以上では骨材 L の強度は骨材 M・S よりも大である。骨材 L について考察すると, c/w との関係においては L N が最も強度が大で, L P, H N, H P の順に強度が小さくなるが, L P と L N では $c/w : 3.0$, H P と H N では $c/w : 2.9$ 程度以上, すなわち水セメント比が 35 % より小さくなると AE コンクリート (L P, H P) の方が強度が大となる。骨材 M・S においては AE コンクリート強度の方が大となる c/w は骨材 L よりも小さく, 軽量細骨材を使用した場合 (M L P, M L N) は $c/w : 2.5$, 天然砂を使用した場合 2.3 程度となり, 水セメント比では約 40 % 以下の場合である。

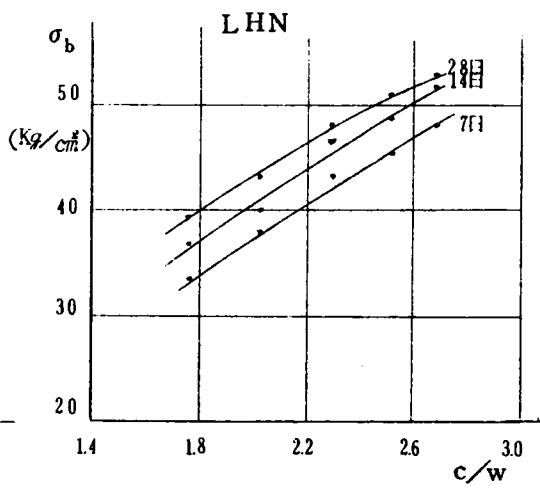
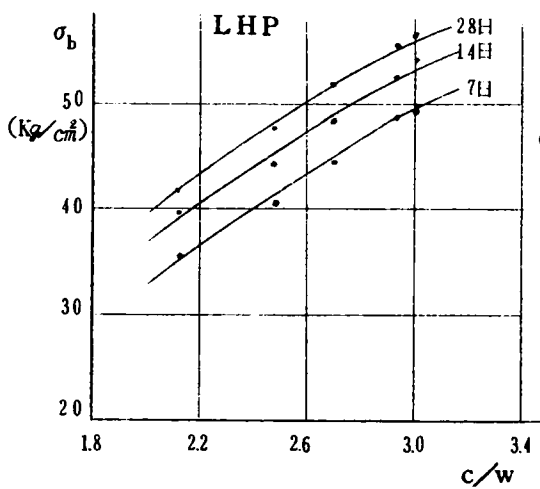
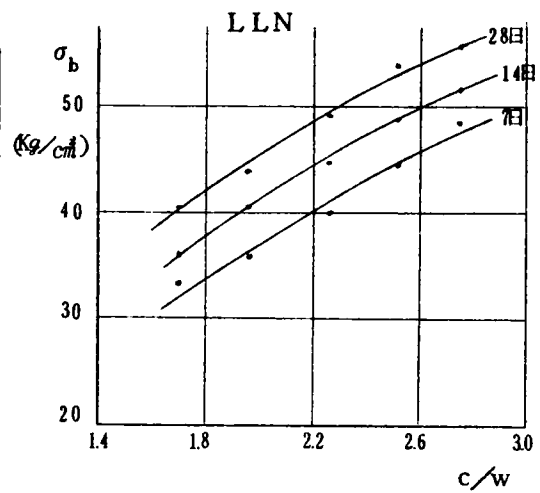
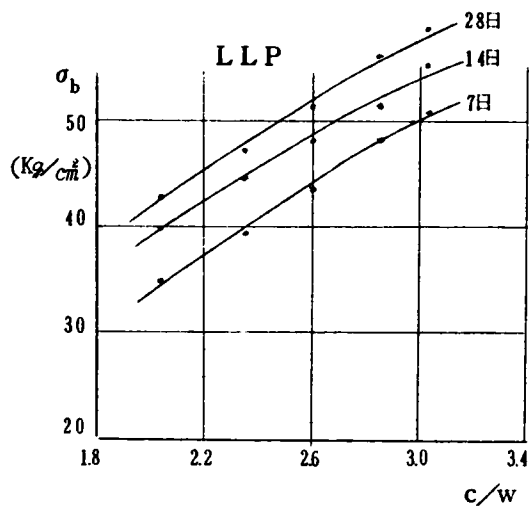


図4.5 曲げ強度とセメント水比 (c/w) との関係 (造粒型骨材)

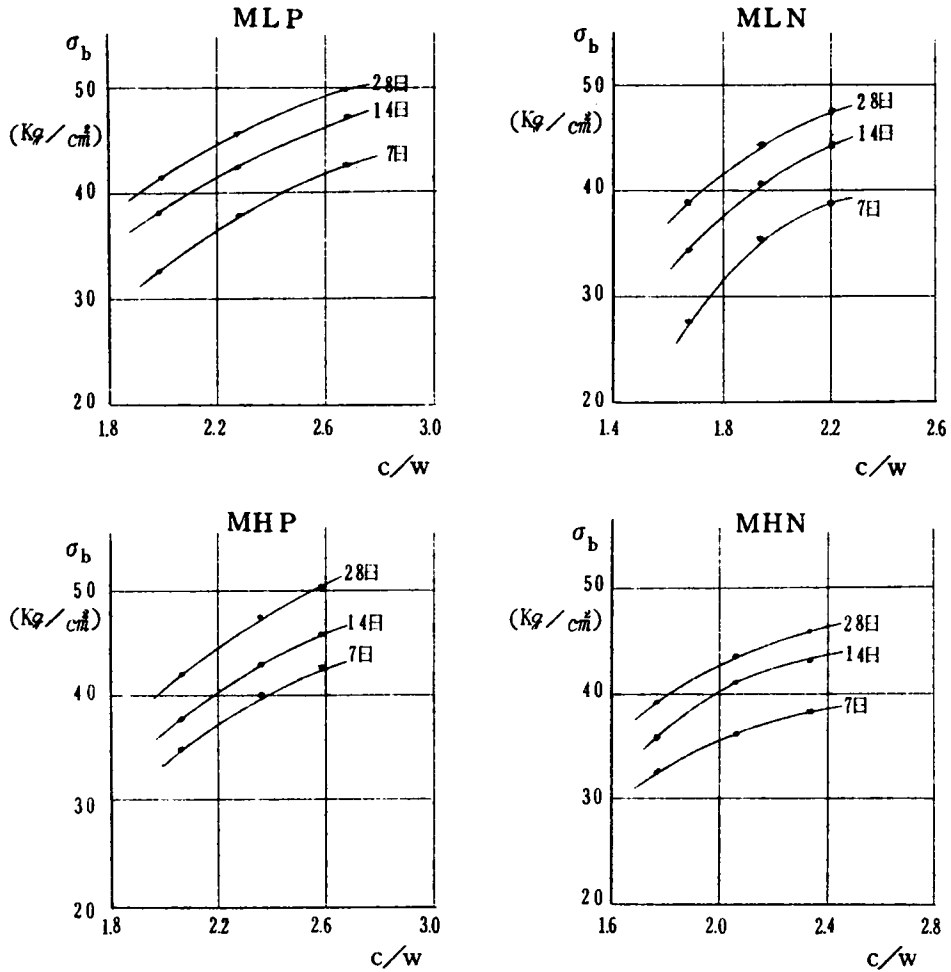


図 4.6 曲げ強度とセメント水比 (c/w) との関係 (非造粒型骨材)

2. 諸強度と c/v (セメント空けき比) との関係

前項においては単にセメント水比と強度との関係について考察した。実際のコンクリートにおいては連行空気あるいはエントラップトエアが含まれており、これらは直接コンクリートの強度に影響をおよぼすと考えられる。ここではセメントと空けき (単位水量の容積+実測空気量) との比と強度との関係について考察する。

諸強度と c/v との関係を図 4.7 ~ 4.12 に示す。これらの関係は強度と c/v との関

係と同様直線関係とはならないが、空気量の大きさが直接要因として入れてあるので、曲線の曲率は c/w との関係の場合よりはゆるやかである。

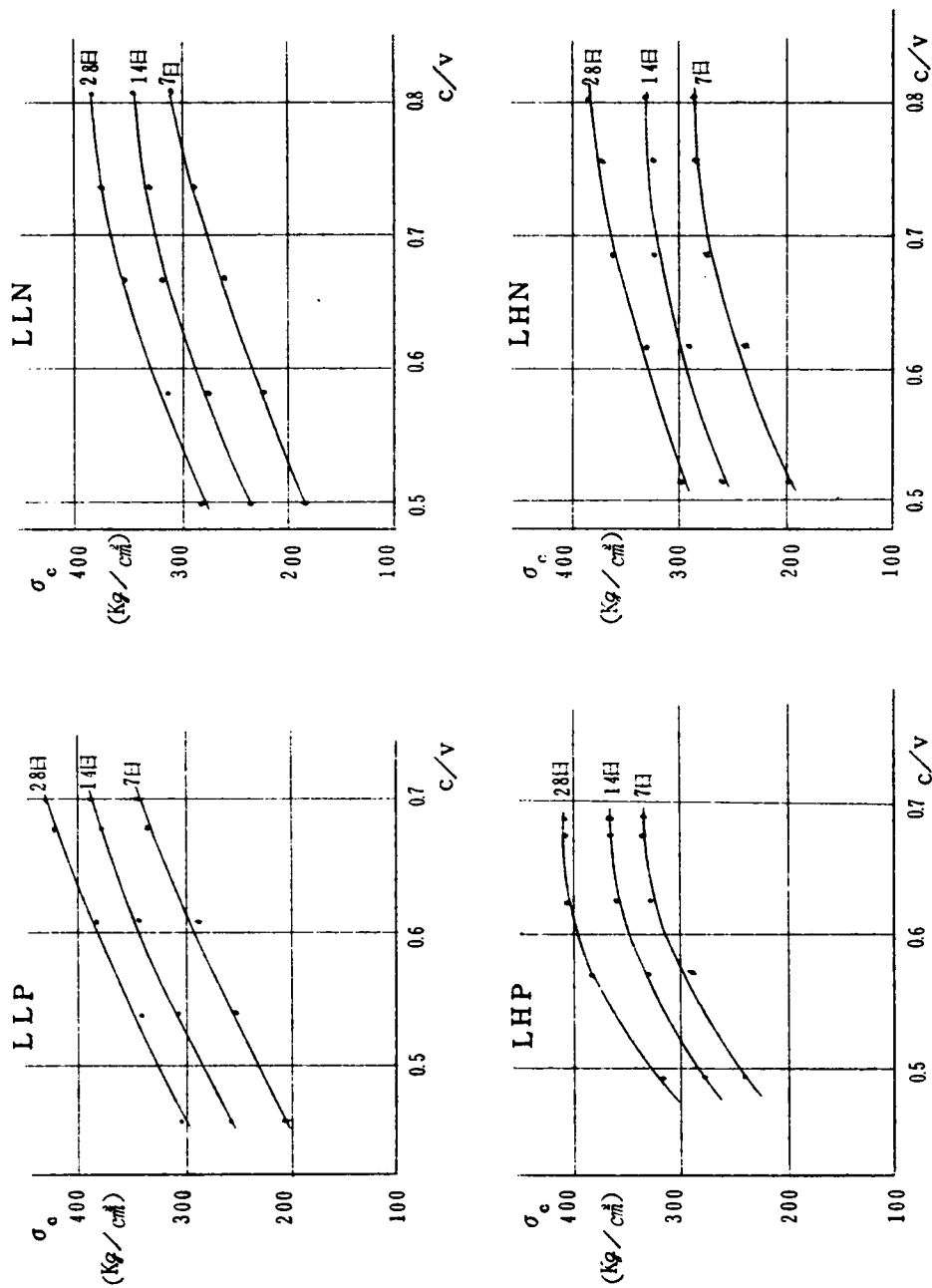


図4.7 圧縮強度とセメント空けき比 (c/v) との関係 (造粒型骨材)

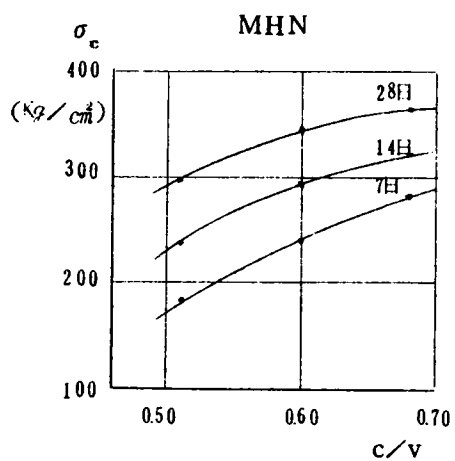
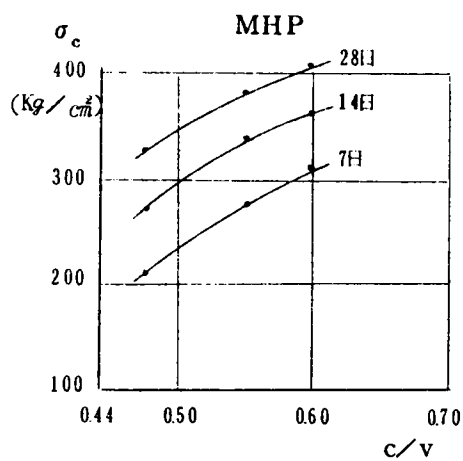
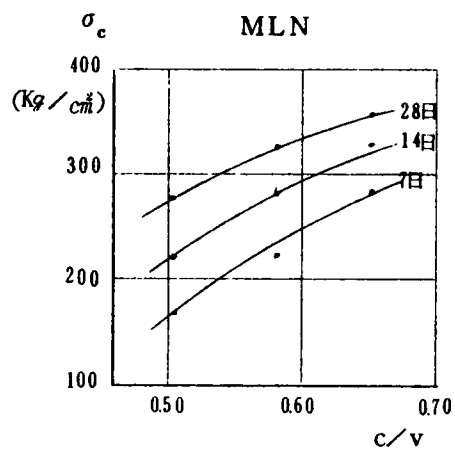
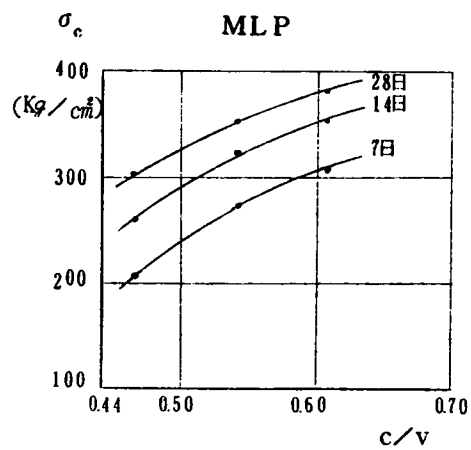


図4.8 圧縮強度とセメント空けき比 (c/v) との関係 (非造粒型骨材)

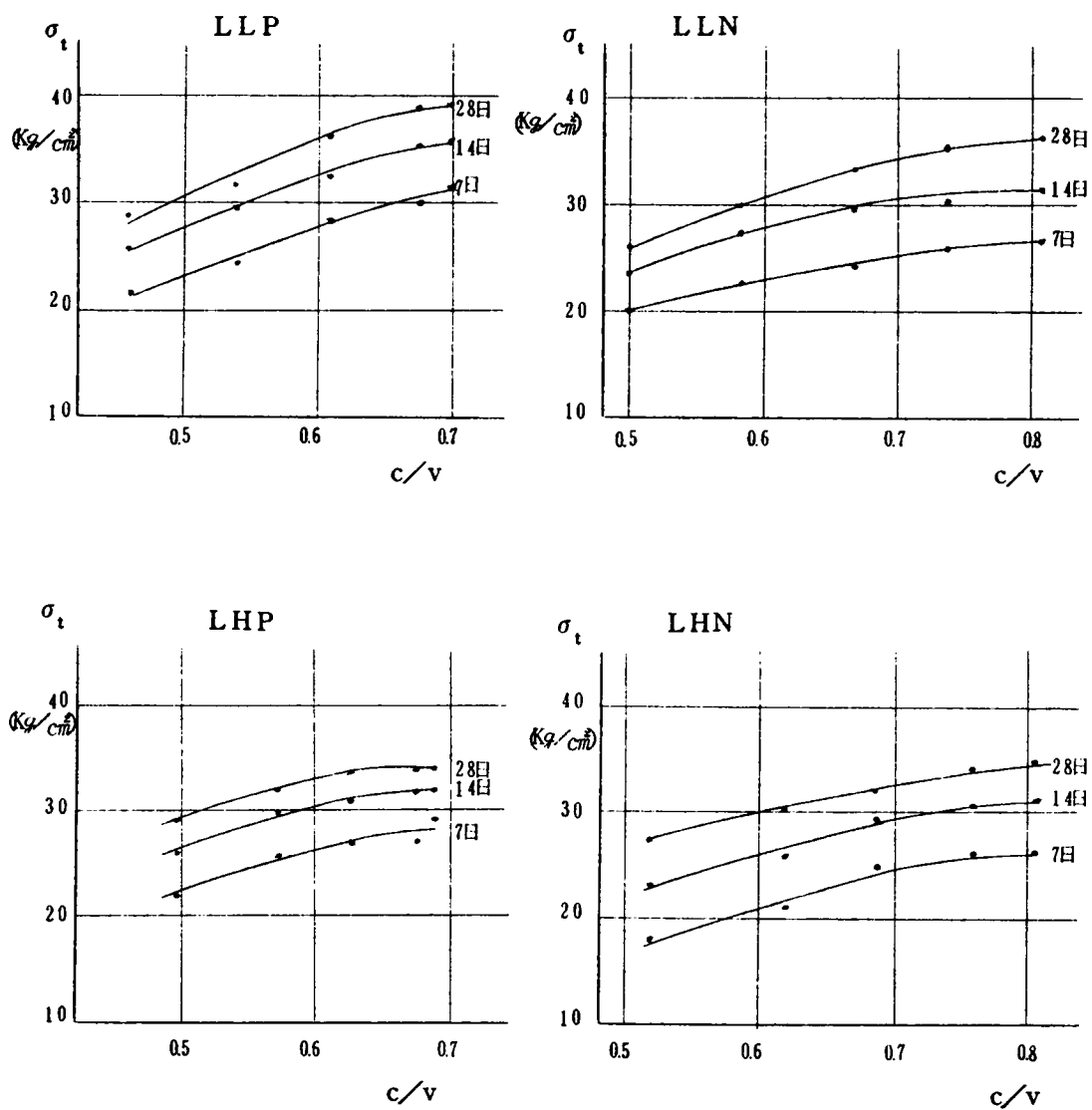


図4.9 引張強度とセメント空けき比 (c/v) との関係 (造粒型骨材)

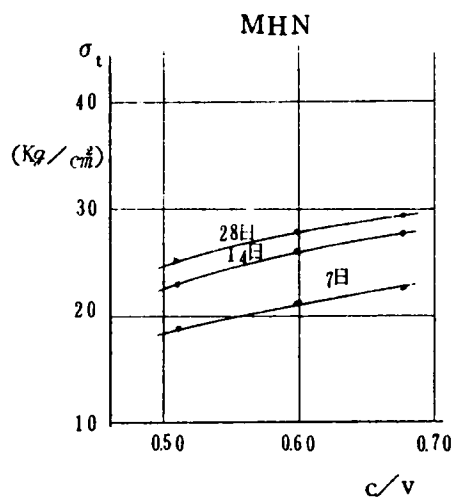
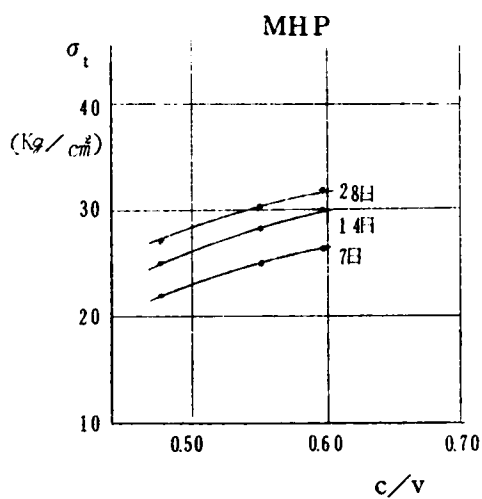
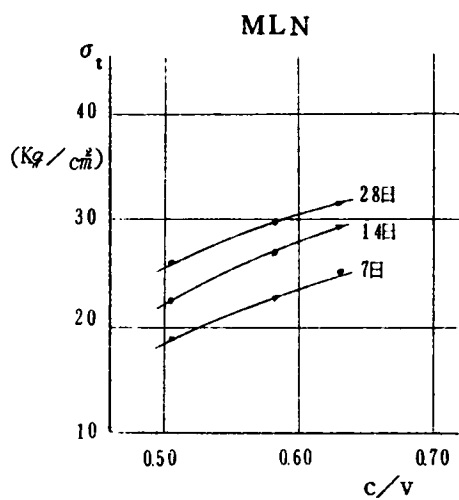
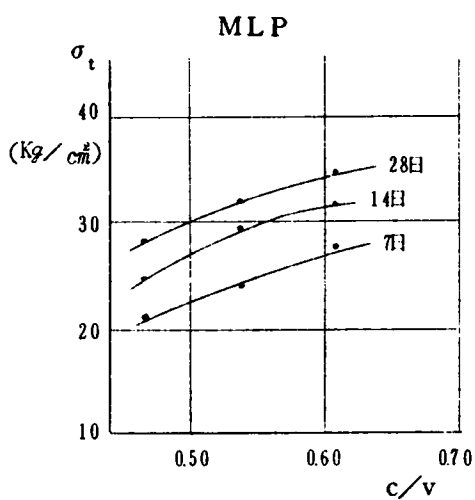


図4.10 引張強度とセメント空げき比 (c/v) との関係 (非造粒型骨材)

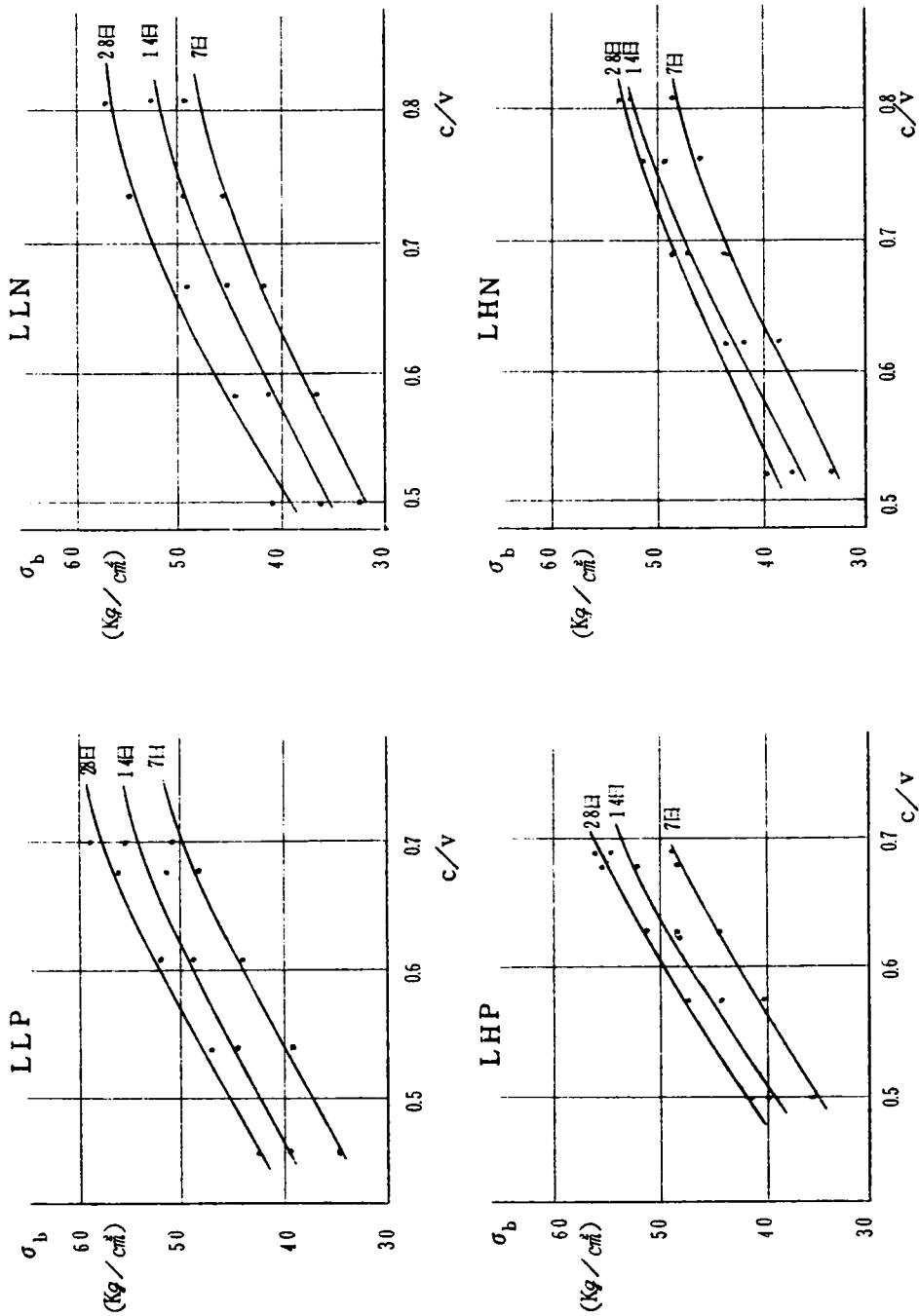


図4.1.1 曲げ強度とセメント空けき比 (c/v) との関係 (造粒型骨材)

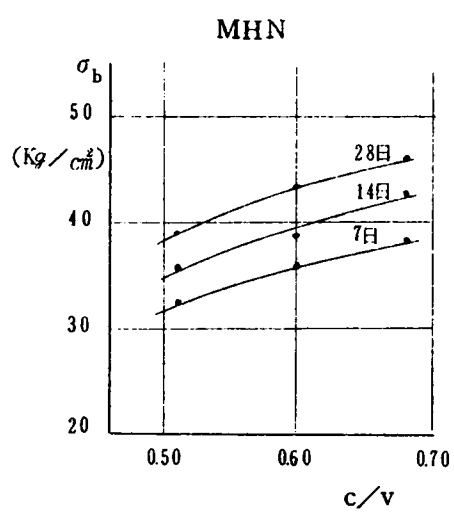
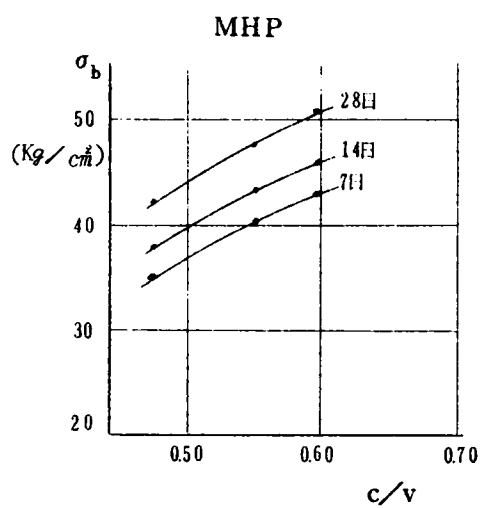
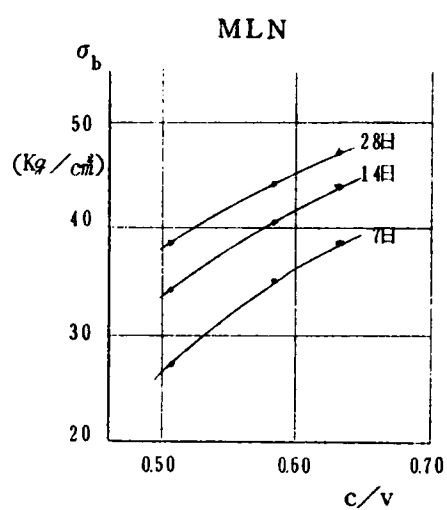
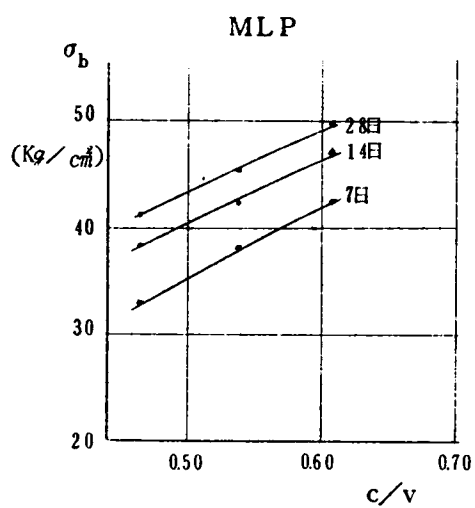


図4.1 2 曲げ強度とセメント空けき比 (c/v) との関係 (非造粒型骨材)

(1) 圧縮強度と c/v との関係

材令28日の場合のみについて考えてみると、骨材の種類にかかわらずAEコンクリート(LPとHP)あるいはnon AEコンクリート(HNとHP)はほぼ同様の曲線を示す。すなわち分散剤混和のものは無混和のものに比べて同一 c/v に対する圧縮強度は大で、天然砂を細骨材に使用したものはセメント量が少ない場合同一 c/v に対し若干強度が大となるが、セメント量が大きくなるとほとんど変わらないかあるいは僅かに強度は小さくなる。従って構造物軽量化を第1義に考える場合には、強度的にも天然砂を細骨材として使用することは疑問が残る。

(2) 引張強度と c/v との関係

同一 c/v に対し引張強度が最も大きく現われているのはLLPで、逆にM(S)HNが最小となっている。また骨材別では全般的に骨材Lの方がM、Sよりも大となっている。すなわち前項 c/w との関係において述べたように、この種骨材を用いた軽量コンクリートの引張強度においては、AEコンクリートはnon AEコンクリートよりも、また細骨材に天然砂を用いるよりも同系の軽量砂を用いた方が強度的に有利なコンクリートが得られるようである。

(3) 曲げ強度と c/v との関係

同一 c/v に対し、全般的に骨材Lの方がM、Sよりも強度が大で、かつLLPが強度が最も大で、M(S)HNが最小となる。また骨材Lについて考えてみると、AEコンクリート(LP、HP)はnon AEコンクリート(LN、HN)よりも強度が大で、また細骨材に天然砂を用いるよりも軽砂を用いた方が強度的に有利である。骨材MにおいてもAEコンクリートの方が強度が大であるが、骨材Lと異なるのは、AEコンクリートにおいては天然砂を用いた場合の方が、non AEコンクリートでは逆に軽砂を用いた方が強度が大となる傾向を有している。いずれにしても曲げと c/v との関係より軽量コンクリートにおいては適当な分散剤を用いて減水し、かつ適当量の空気を連行することが不可欠のようである。

3. 水セメント比と諸強度との関係

1919年D.A. Abrams氏⁴⁾により水セメント比説 (water cement ratio theory) が発表され、その際氏は水セメント比とコンクリート強度との関係をつぎの式で表わしている。

$$\sigma = A/B^x \quad (4.1)$$

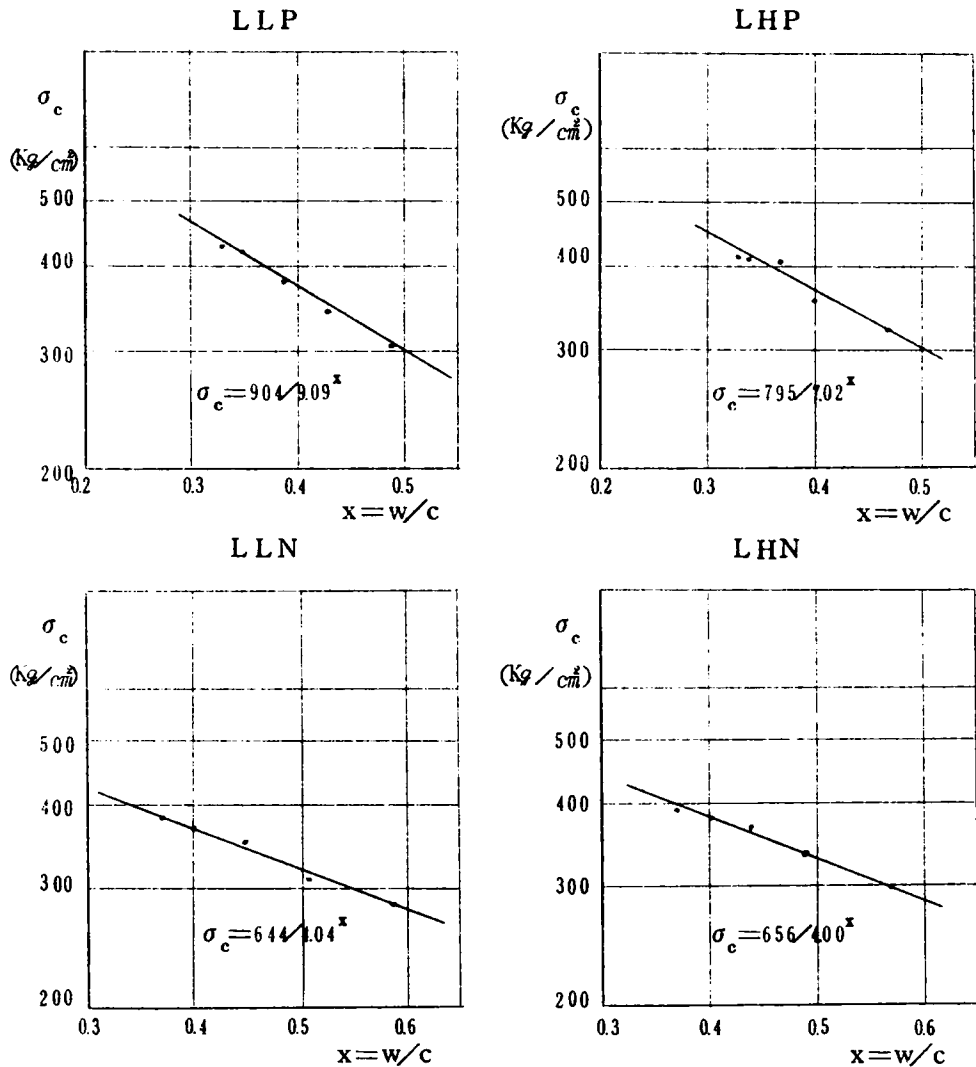


図4.13 水セメント比と圧縮強度との関係 (造粒型骨材)

ここで、 σ ＝コンクリートの強度、 x ＝水セメント比（重量）、 A 、 B ＝定数である。本実験で得られた結果を上式にあてはめ、 A 、 B の定数によってその性質を検討してみよう。横軸に普通目盛をとり水セメント比を、縦軸に対数をとって各強度をあてはめて得られた結果は、図4.13～4.18に示すように直線関係が得られる。また、最小自乗法によって求めた定数 A および B を図中と表4.12～14に示す。

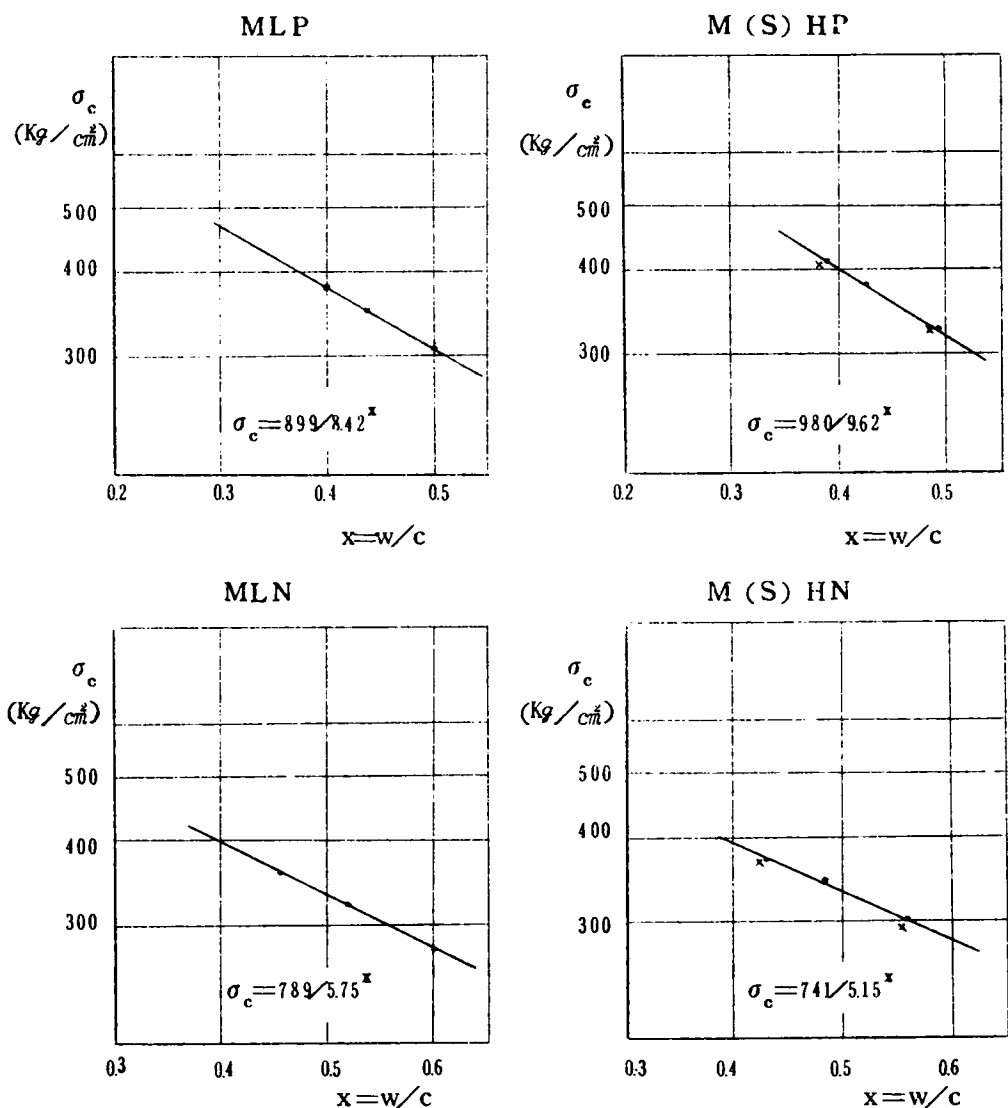


図4.14 水セメント比と圧縮強度との関係（非造粒型骨材）

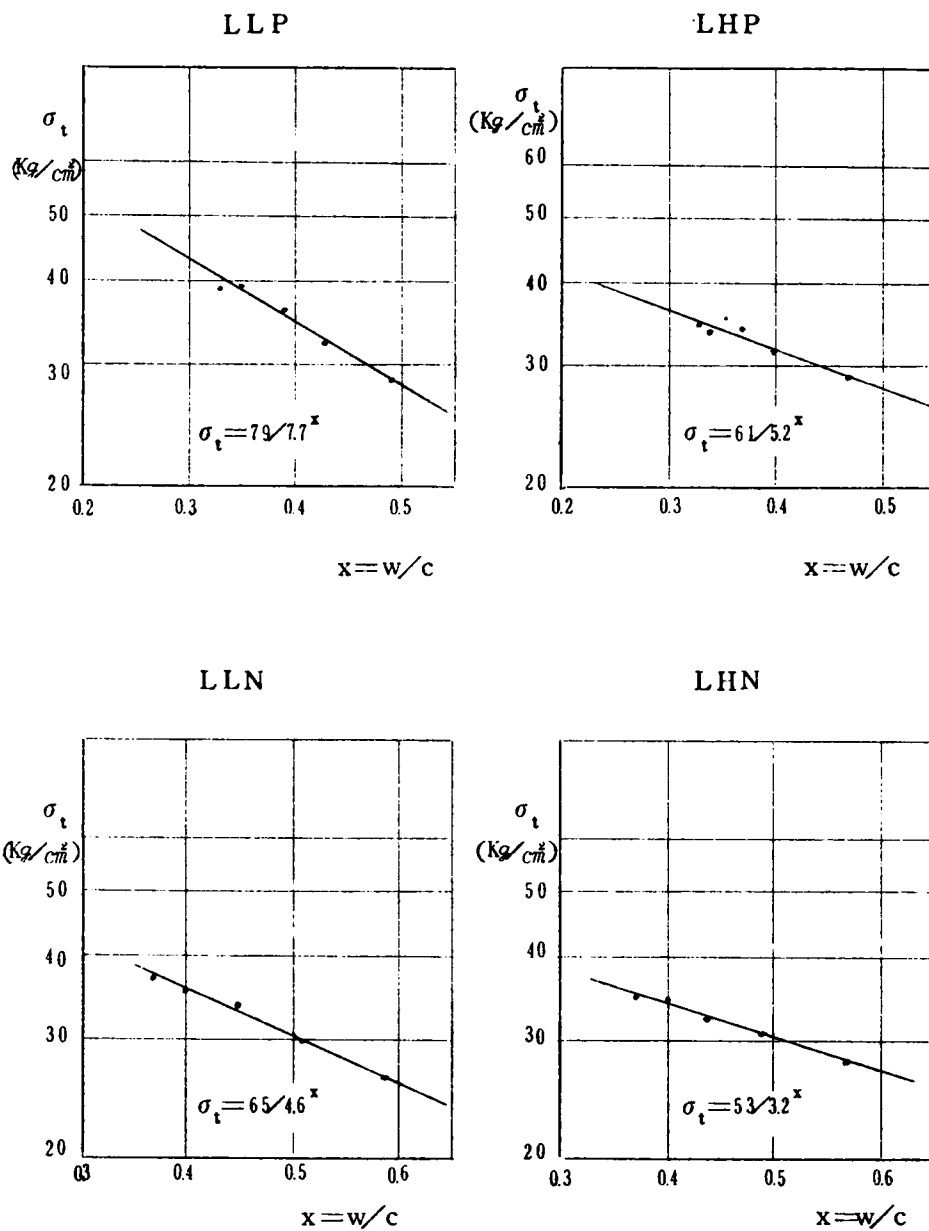


図 4.15 水セメント比と引張強度との関係 (造粒型骨材)

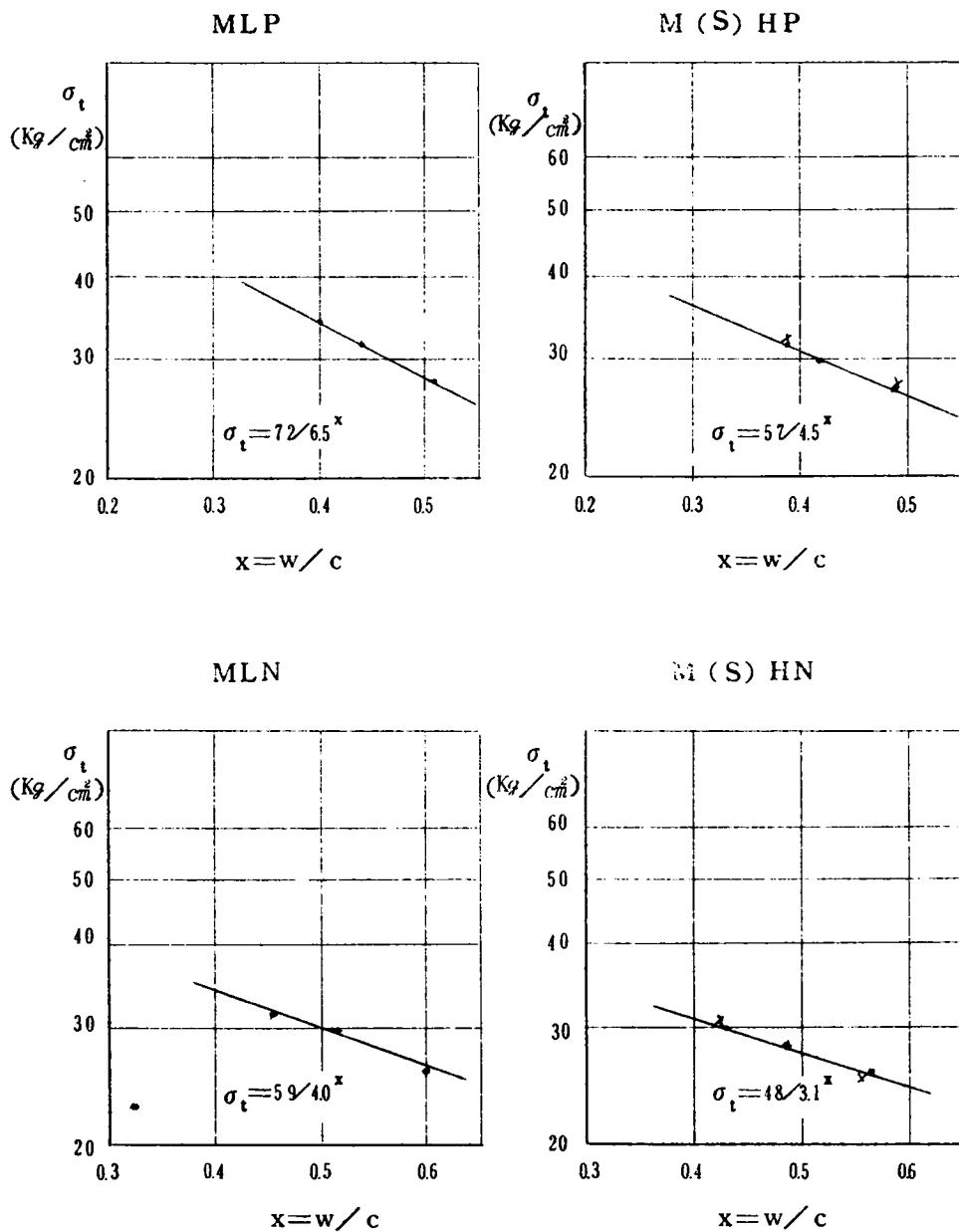


図4.16 水セメント比と引張強度との関係（非造粒型骨材）

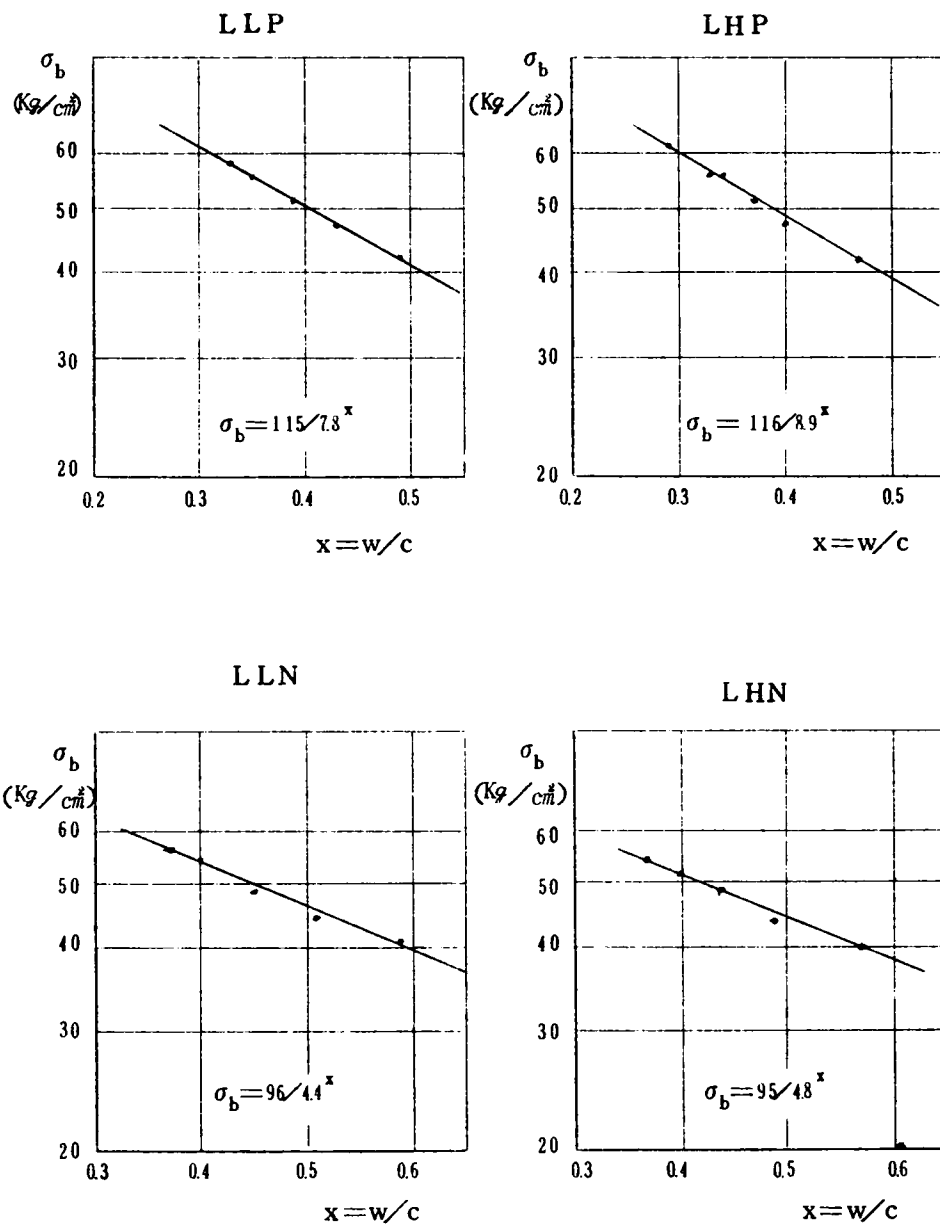


図 4.1 7 水セメント比と曲げ強度との関係 (造粒型骨材)

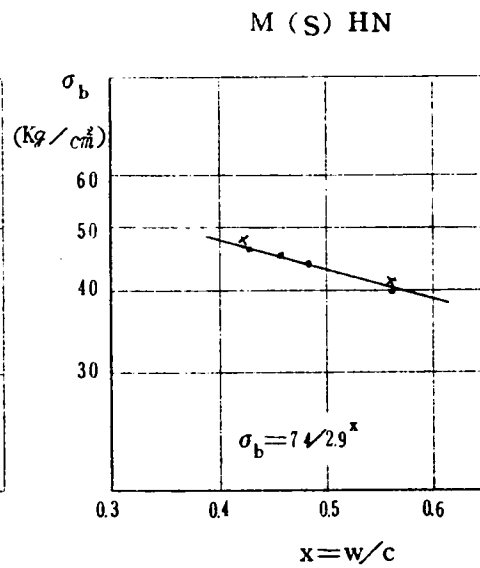
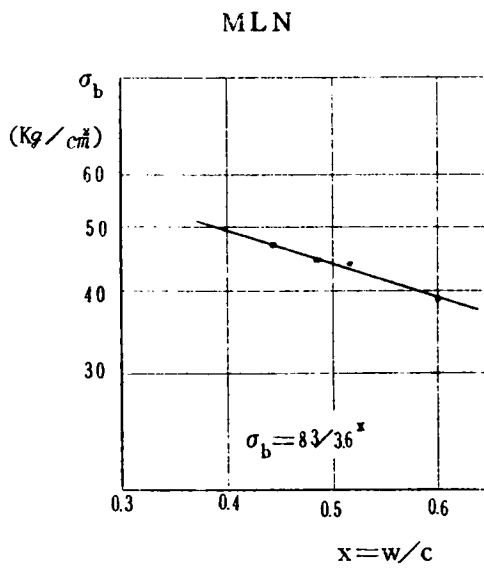
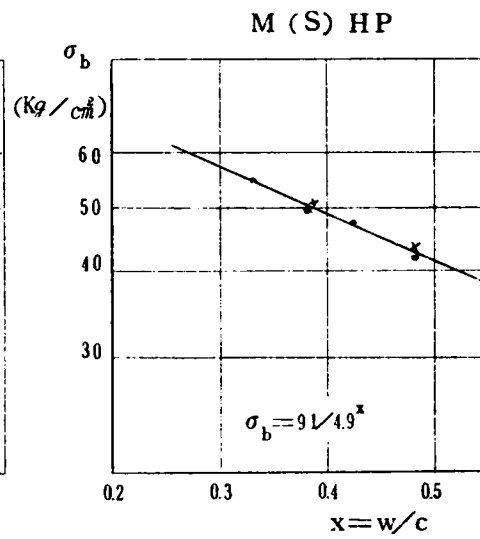
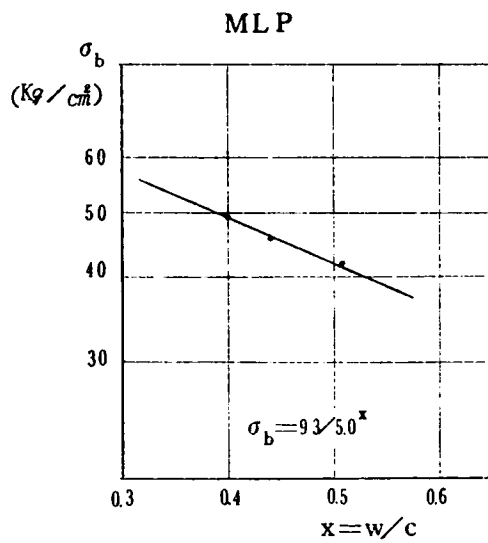


図 4.18 水セメント比と曲げ強度との関係（非造粒型骨材）

表4.12 軽量コンクリートの圧縮強度に対する実験式

| コンクリートの種類 | $\sigma_c = A/B^x$ | | $\sigma_c = A / (1 + \frac{v}{c})^B$ | |
|-----------|--------------------|-----|--------------------------------------|------|
| | A | B | A | B |
| LLP | 904 | 9.1 | 1294 | 17.5 |
| LLN | 644 | 4.0 | 916 | 11.7 |
| LHP | 795 | 7.0 | 1329 | 19.5 |
| LHN | 656 | 4.0 | 903 | 10.7 |
| MLP | 899 | 8.4 | 1483 | 23.9 |
| MLN | 789 | 5.8 | 1117 | 15.7 |
| M(S) HP | 980 | 9.6 | 1552 | 23.3 |
| M(S) HN | 741 | 5.2 | 1147 | 17.9 |

表4.13 軽量コンクリートの引張強度に対する実験式

| コンクリートの種類 | $\sigma_t = A/B^x$ | | $\sigma_t = A / (1 + \frac{v}{c})^B$ | |
|-----------|--------------------|-----|--------------------------------------|------|
| | A | B | A | B |
| LLP | 79 | 7.7 | 113 | 15.0 |
| LLN | 65 | 4.6 | 96 | 14.7 |
| LHP | 61 | 5.2 | 70 | 6.1 |
| LHN | 53 | 3.2 | 70 | 7.3 |
| MLP | 72 | 6.5 | 110 | 15.5 |
| MLN | 59 | 4.0 | 99 | 16.6 |
| M(S) HP | 57 | 4.5 | 77 | 8.2 |
| M(S) HN | 48 | 3.1 | 75 | 10.3 |

表4.14 軽量コンクリートの曲げ強度に対する実験式

| コンクリートの種類 | $\sigma_b = A/B^x$ | | $\sigma_b = A / (1 + \frac{v}{c})^B$ | |
|-----------|--------------------|-----|--------------------------------------|------|
| | A | B | A | B |
| LLP | 115 | 7.8 | 164 | 15.0 |
| LLN | 96 | 4.4 | 141 | 14.0 |
| LHP | 116 | 8.9 | 159 | 19.0 |
| LHN | 95 | 4.8 | 138 | 15.2 |
| MLP | 93 | 5.0 | 133 | 10.5 |
| MLN | 83 | 3.6 | 144 | 16.2 |
| M(S)HP | 91 | 4.9 | 125 | 8.9 |
| M(S)HN | 74 | 2.9 | 100 | 7.1 |

(1) 圧縮強度

定数Aについて考えてみると骨材LはAEコンクリートで800~900となるのに対し、骨材M・Sは900~1000となり、非造粒型の後者の方が若干大きい。また non AEコンクリートでは骨材Lは約650であるのに対し、骨材M・Sは約760となり、同様に後者の方が大きい。一方定数Bは直線勾配を示し、この数値の大きいものは水セメント比の増加につれて強度低下が著しいことを示している。AEコンクリートで骨材Lは $B \div 7 \sim 9$ 、骨材M・Sは $B \div 8.5 \sim 9.6$ 、また non AEコンクリートで骨材Lは $B \div 4$ 、M・Sは $B \div 5.5$ である。すなわち造粒型骨材Lは非造粒型骨材M・Sよりも w/c の増加に対する強度低下は若干小さいことがわかる。しかし、これらA・B両定数より同一水セメント比に対する圧縮強度は造粒、非造粒骨材ともほぼ同じであると結論してよい。

一方、前項 c/w あるいは c/v において、明確に現われなかった細骨材の種類による強度におよぼす影響について考察すると、骨材Lにおいてその差はほとんど認められないのに対し、骨材M・Sにおいてはいずれの場合でも天然砂を使用した方がわずかに強度が大となっている。従って天然砂使用の強度におよぼす影響は、非造粒型骨材において僅かに現れるが、造粒型骨材ではほとんど認められない。

圧縮強度に関しては，上式A，Bの定数は骨材の種類にかかわらずAEコンクリートに対し $A=900$ ， $B=9$ ，non AEコンクリートに対し $A=700$ ， $B=5$ として強度を推定することができる。なおAbramsの実験によれば，普通コンクリートの場合 $A=985$ ， $B=20$ であるから，軽量コンクリートでは定数Aはほとんど変わらないが，Bの値が相当異なるようである。

(2) 引 張 強 度

引張強度は圧縮強度と異なり非造粒型骨材と造粒型骨材とで若干の差のあることは前節において述べたとおりである。

定数Aについて考えれば，造粒型骨材の方が非造粒型骨材より定数の値が5～7大きくなっており， w/c の値が小さいほどその差は大となる。しかしBの値も造粒型の方が大となっているから w/c の大きいコンクリートではその差はほとんど見られず， $w/c=0.6$ で両者がほぼ等しくなる。

AEコンクリートとnon AEコンクリートとを比較すると，造粒型では前者は後者よりも強度が若干低くなっているが，非造粒型ではその差はほとんど認められない。さらにnon AEコンクリートでは，非造粒型の強度は造粒型骨材に比して全般的に低いことも併せ考えると，分散剤あるいはAE剤の混和の必要性は非造粒型骨材では造粒型骨材よりも大であると考えられる。細骨材に天然砂を使用すると，いずれの軽量粗骨材の場合でも強度は若干低くなる傾向を示していることは既述のとおりである。

以上考慮して，AEコンクリートにおいては軽量砂の場合 $A=70$ ， $B=8$ ，天然砂では $A=60$ ， $B=5$ ，またnon AEコンクリートにおいては軽砂に対し $A=60$ ， $B=5$ ，天然砂に対しては $A=50$ ， $B=3$ の定数を採用すると相当の精度をもって強度を推定することができると思われる。

(3) 曲 げ 強 度

AEコンクリートにおいては骨材Lでは $A=115$ ， $B=8\sim9$ であるのに対し，骨材M・Sでは $A=92$ ， $B=5$ ，またnon AEコンクリートでは骨材Lで $A=85$ ， $B=4\sim5$ ，骨材M・Sでは $A=80$ ， $B=3\sim4$ となっている。定数Aの値に相当の差があることは，水セメント比の小さい場合に強度の差が著しいことを示す。たとえば $w/c=0.3$ で約 $10\sim15\text{ kg/cm}^2$ の差があり，強度がほぼ等しくなるのはAEコンクリー

トで $w/c \doteq 0.5$, non AEコンクリートでは $w/c \doteq 0.6$ の場合である。細骨材に天然砂を使用すると同一水セメント比に対し骨材Lでは強度が僅かに低下するのに対し、骨材M、Sではほとんど変わらない。

曲げ強度においてはAEコンクリートに対しては骨材Lで $A=115$, $B=8$, 骨材M・Sで $A=92$, $B=5$, non AEコンクリートに対しては骨材Lで $A=95$, $B=5$, 骨材M・Sで $A=80$, $B=3$ として強度と w/c との関係を表わすことができる。以上 $\sigma = A/B^x$ なる実験式で考察を加えてきたが、前項 c/w , c/v では明確にされなかった骨材種類、分散剤混入の有無、細骨材の種類などの影響の程度がある程度検討できた。さらに定数Aは強度の種類によって当然その値に差があるが、Bは配合、骨材の種類が同じであればほぼ等しい値と考えてもよいようである。

従って本実験から得られた結果を基にして、強度推定式を記すと大略表4.15のように表わされる。

表4.15 水セメントによる強度推定式 $\sigma = A/B^x$

| コンクリートの種類 | 圧縮強度 | | 引張強度 | | 曲げ強度 | |
|-----------|------|----|------|---|------|---|
| | A | B | A | B | A | B |
| LLP | 800 | 9 | 80 | 8 | 120 | 8 |
| LLN | 650 | 4 | 70 | 5 | 100 | 4 |
| LHP | 800 | 7 | 60 | 5 | 120 | 9 |
| LHN | 650 | 4 | 50 | 3 | 100 | 5 |
| MLP | 900 | 9 | 70 | 7 | 90 | 5 |
| MLN | 750 | 6 | 60 | 5 | 80 | 4 |
| M(S) HP | 900 | 10 | 60 | 5 | 90 | 5 |
| M(S) HN | 750 | 5 | 50 | 3 | 70 | 3 |

4. Void Theory による各強度の考察

セメントペーストの量が不十分な場合、または水量が多すぎて混合水が分離するような場合にはコンクリート中に空けきができ、水セメント比説で期待する程の強度とはならない。このような場合を含めてコンクリート強度はモルタル中の空けきによって支配されるとい

うTalbot氏⁵⁾の提案した空げき説 (Void theory) がある。氏は実用的には空
げきセメント比と強度との関係は次式によって表わされるとしている。すなわち、

$$\sigma = A / (1 + v/c)^B \quad (4.2)$$

ここに、コンクリートの空げき v は

$$v = \frac{V - (c + s + g)}{V} \quad (4.3)$$

V = コンクリートの出来高容積

c, s, g はそれぞれセメント, 砂, 砂利の絶対容量

A, B は定数

である。

本研究においても得られた諸強度をこのVoid theory に従って定数 A, B を求め
整理した。すなわち、各強度と空げきセメント比 $(1 + v/c)$ との関係を図 4.19 ~
4.24 に示すように両対数にプロットし、得られた直線式から最小自乗法によって定数 A, B を求めた。計算結果を表 4.12 ~ 4.14 に示す。以下Void theory による空げき
セメント比との関係について若干の考察を加える。

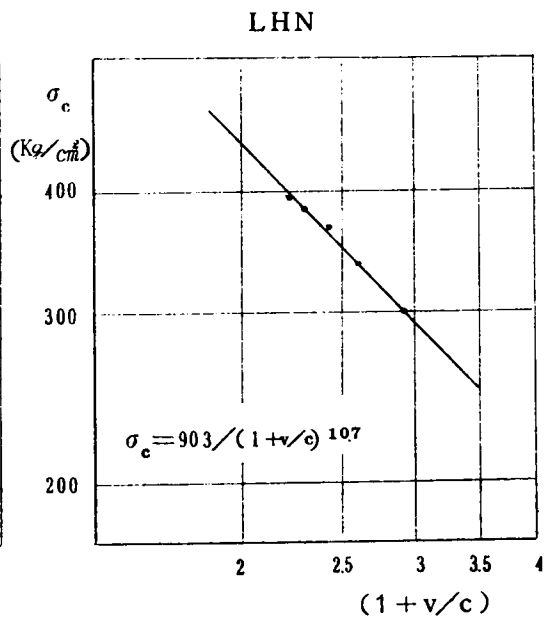
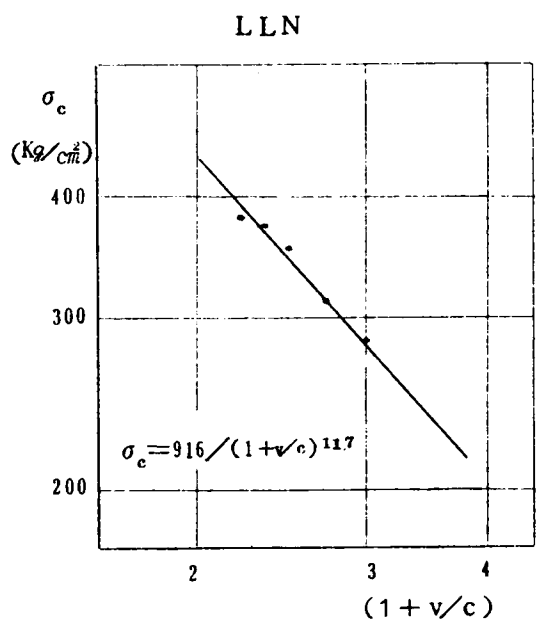
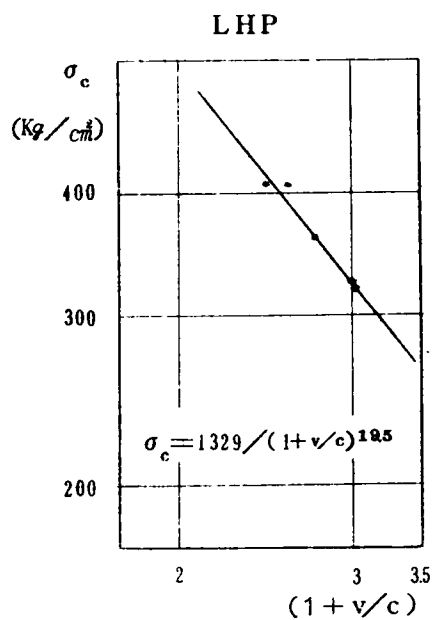
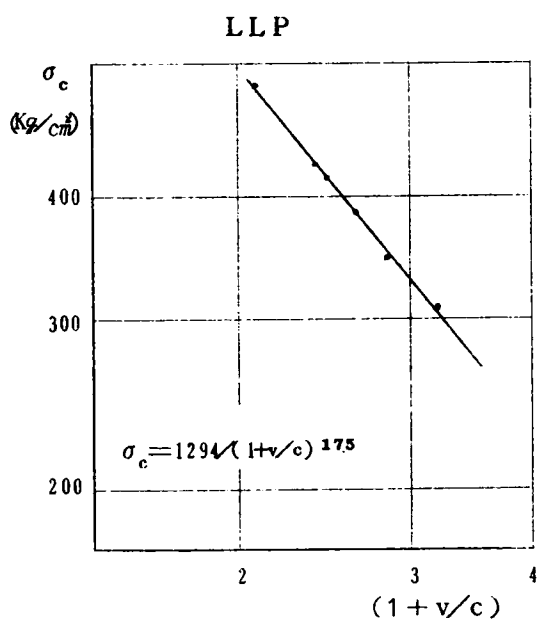


図4.19, 空げきセメント比と圧縮強度との関係 (造粒型骨材)

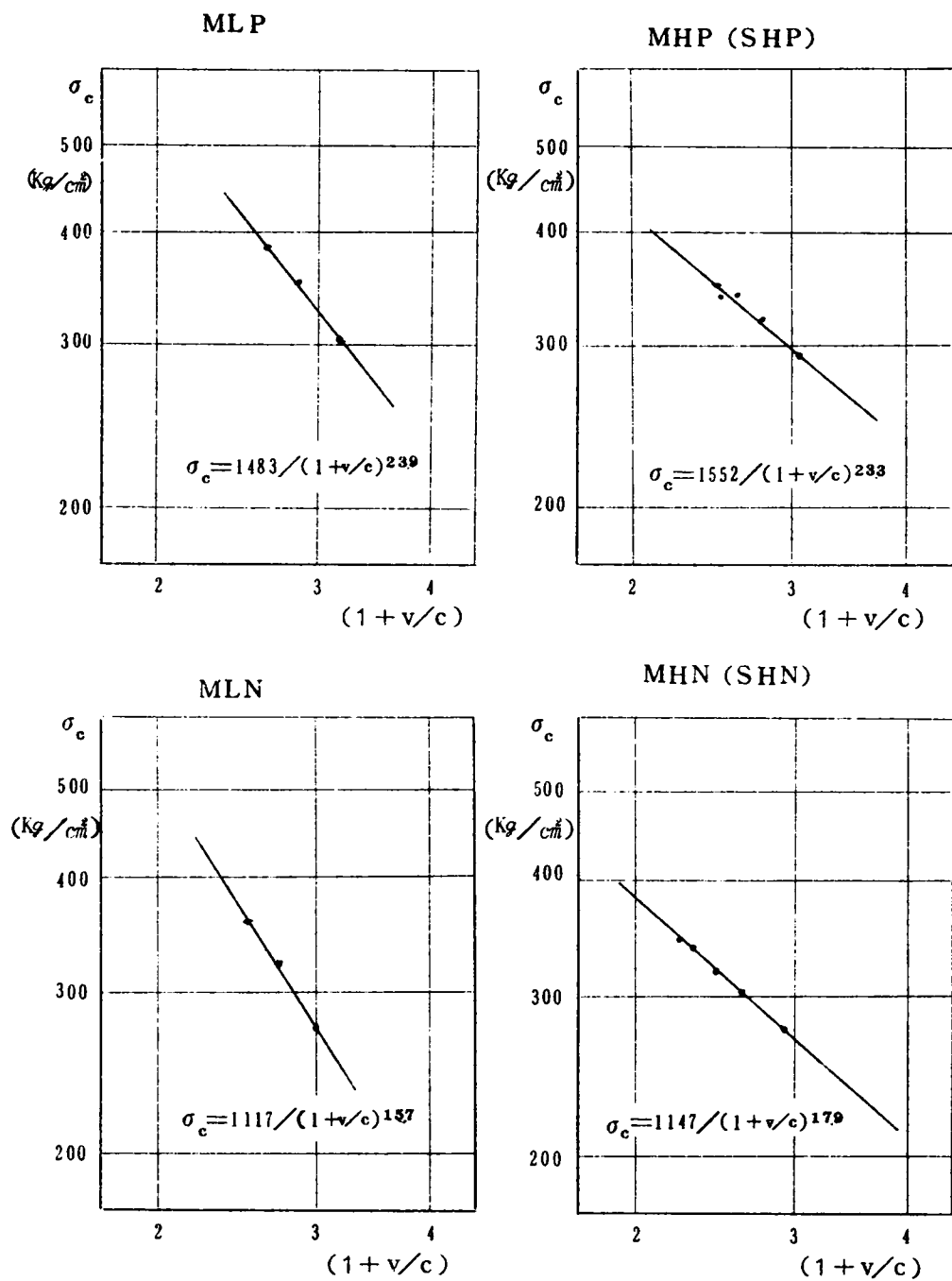


図4.20 空げきセメント比と圧縮強度との関係 (非造粒型骨材)

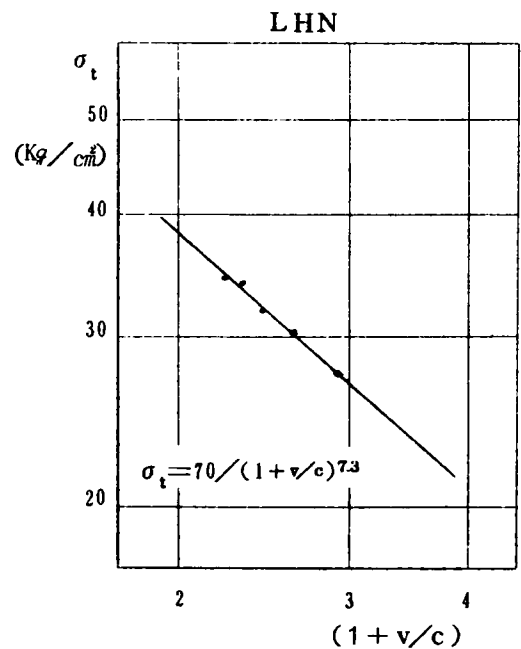
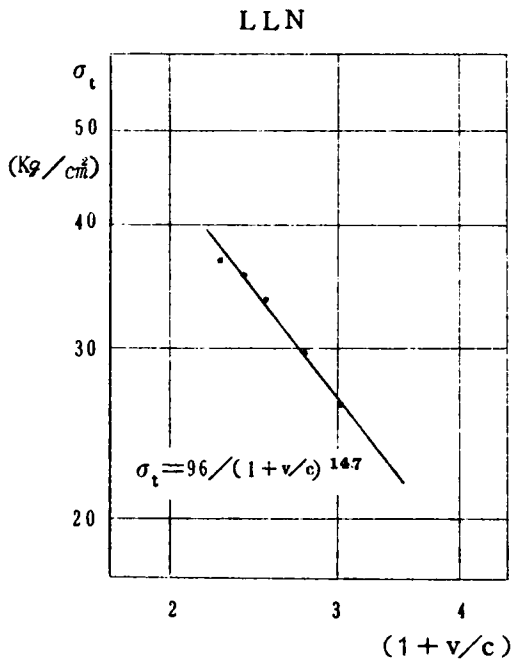
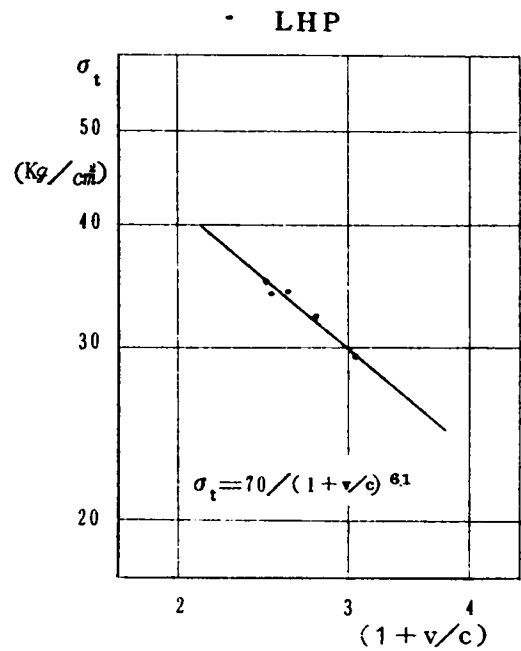
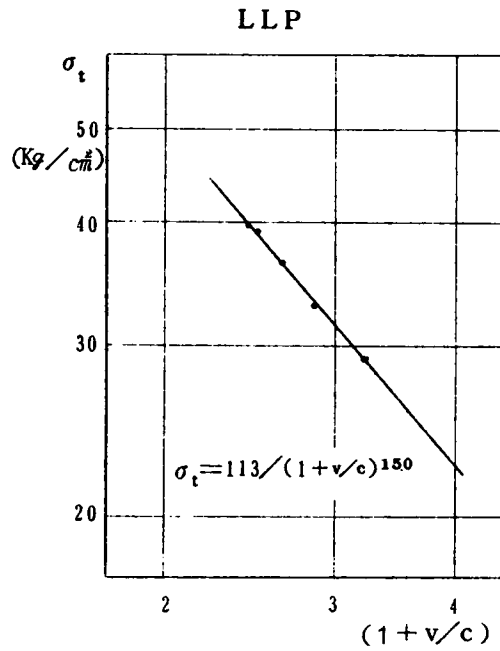


図 4.2 1 空けきセメント比と引張強度との関係 (造粒型骨材)

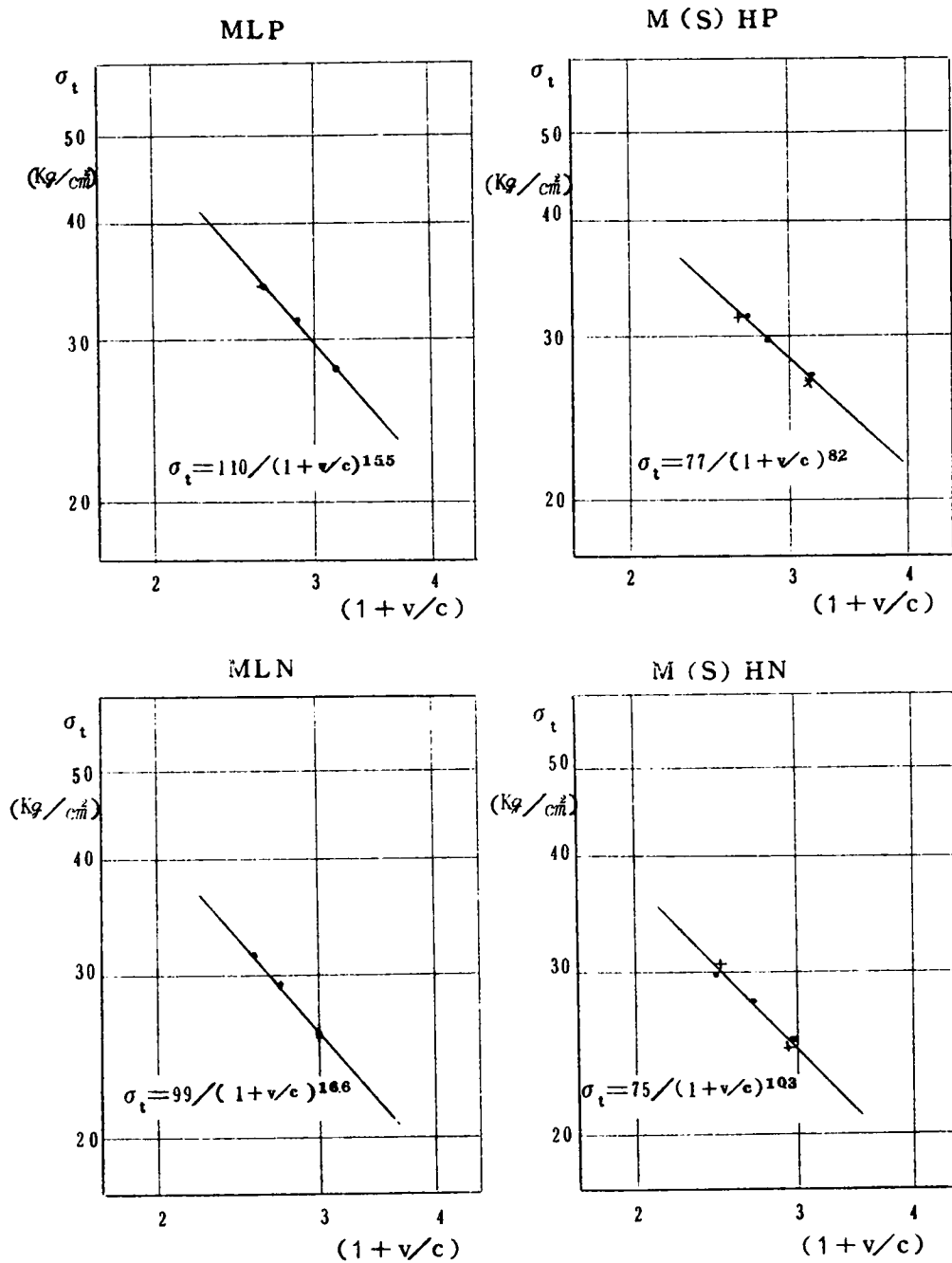


図4.2 2 空げきセメント比と引張強度との関係（非造粒型骨材）

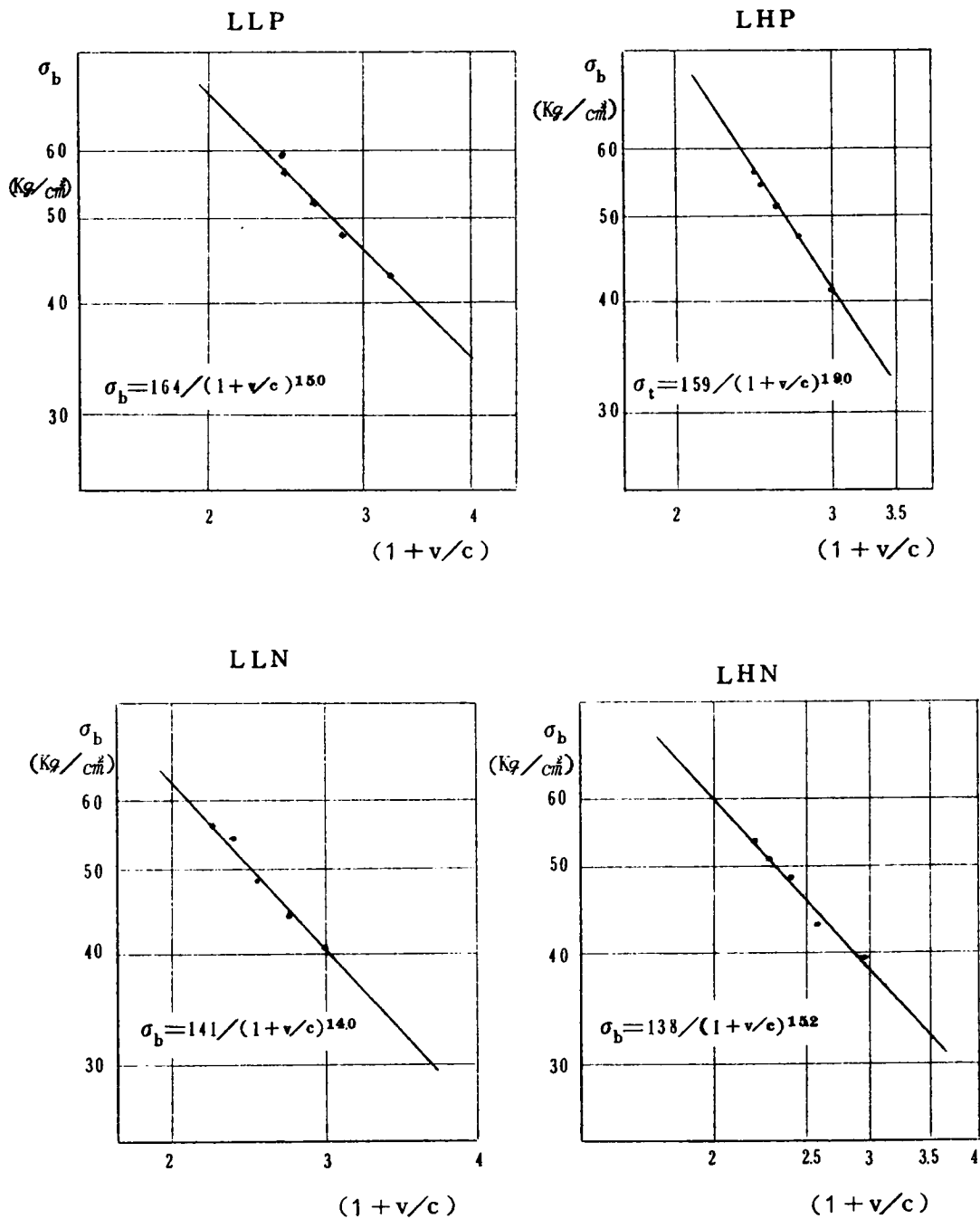


図4.23 空げきセメント比と曲げ強度との関係 (造粒型骨材)

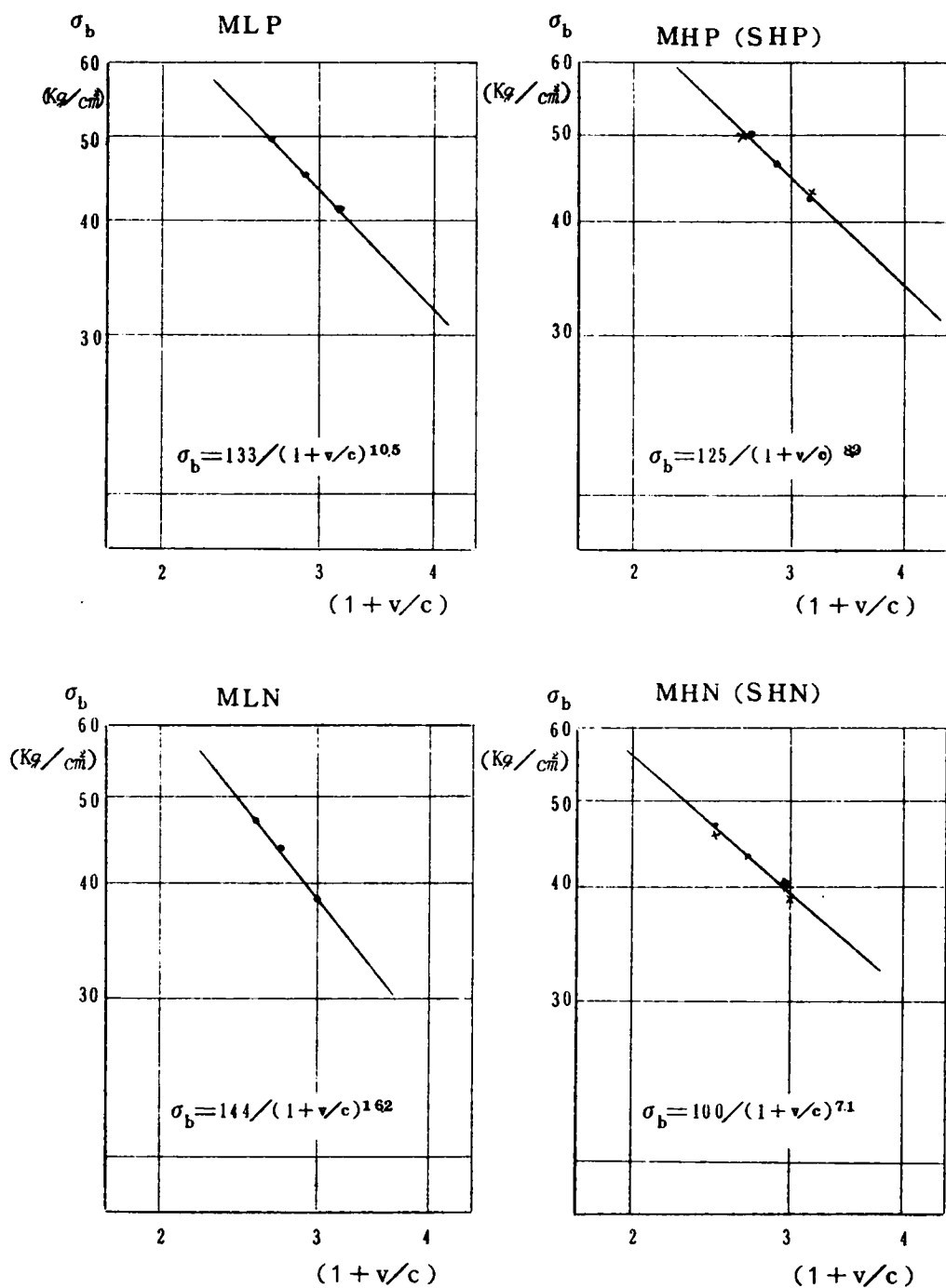


図4.24 空げきセメント比と曲げ強度との関係 (非造粒型骨材)

(1) 圧 縮 強 度

定数Aについて考えてみると造粒型骨材Lにおいては、AEコンクリートの定数は約1300、non AEコンクリートで900であるが、非造粒型骨材M、SではAEコンクリートに対し1500、non AEコンクリートで1100程度である。定数BもAとはほぼ同様の傾向を示し、造粒型AEコンクリートで18、non AEコンクリートで11、非造粒型骨材AEコンクリートで24、non AEコンクリートで16程度である。すなわち、前述した他の要因と強度との関係と同様に、強度的には両骨材ともAEコンクリートの方が有利であり、さらに空げきセメント比の小さい場合は非造粒型の方が、大きい場合は造粒型の方が強度が若干大きく現われている。

細骨材に天然骨材を用いた場合、造粒型Lではほとんどその差は認められないのに対し、非造粒型M、Sでは天然骨材を用いる方が強度が大となる。本実験より得られた圧縮強度推定式としては大体次のように表わされる。

$$\text{造粒型AEコンクリート} \quad \sigma_c = 1300 / (1 + v/c)^{20} \quad (4.4)$$

$$\text{non AEコンクリート} \quad \sigma_c = 900 / (1 + v/c)^{12} \quad (4.5)$$

$$\text{非造粒型AEコンクリート} \quad \sigma_c = 1500 / (1 + v/c)^{24} \quad (4.6)$$

$$\text{non AEコンクリート} \quad \sigma_c = 1100 / (1 + v/c)^{18} \quad (4.7)$$

(2) 引 張 強 度

圧縮強度の場合とはほぼ同様の傾向を呈しているが、造粒型粗骨材に天然砂を用い、non AEコンクリートの強度が比較的強く現われ、また非造粒型骨材においては、軽砂を用いたnon AEコンクリートの強度が最も小さくなっている。定数A、Bについて考察すると造粒型、非造粒型ともAE剤の混入の有無にかかわらず、軽砂の場合A=100、天然砂の場合A=70~80であり、一方Bにおいては細粗骨材とも造粒型の場合B=15、天然砂を用いるとB=7、非造粒型骨材では軽砂でB=16、天然砂の場合B=8~10となる。

従って引張強度の推定式としては大略次のように表わされる。

$$\text{造粒型(細骨材:軽砂)} \quad \sigma_t = 100 / (1 + v/c)^{15} \quad (4.8)$$

$$\text{(細骨材:天然砂)} \quad \sigma_t = 70 / (1 + v/c)^7 \quad (4.9)$$

$$\text{非造粒型(細骨材:軽砂)} \quad \sigma_t = 100 / (1 + v/c)^{17} \quad (4.10)$$

$$(\text{細骨材:天然砂}) \quad \sigma_t = 80 / (1 + v/c)^{10} \quad (4.11)$$

(3) 曲 げ 強 度

曲げ強度においては、このVoid theory で強度を表わすと、骨材の種類、配合の相違による強度の差は非常に小さくなる。全般的に造粒型骨材を用い、AEコンクリートの場合の強度が最大で、非造粒型骨材のnon AEコンクリートの強度が最も小さくなっている。しかし圧縮強度や引張強度において比較的明確に現われた配合の差、とくに細骨材に天然砂を用いるか否かの問題は曲げ強度においては明らかでない。

本実験においては曲げ強度の推定式として

$$\text{造粒型骨材} \quad \sigma_b = 150 / (1 + v/c)^{16} \quad (4.12)$$

$$\text{非造粒型骨材} \quad \sigma_b = 130 / (1 + v/c)^{11} \quad (4.13)$$

と表わすことができる。

5. セメントペースト量と強度との関係

コンクリートの強度は水セメント比あるいは空げきセメント比などとの関係によって相当正確に推定できることは前述した通りである。ここではコンクリートの強度に直接関係するセメントペースト量を一要因にとりあげて考察してみよう。

空気量を考慮しないセメントペースト量とコンクリート強度との関係およびエントラップトエア、あるいはエントレインドエアを考慮したセメントペースト量と強度との関係をそれぞれ図4.25～4.30に示す。

圧縮強度においては空気量を考慮しないと、AEコンクリートとnon AEコンクリートでは、骨材Lはセメントペーストの少ない場合天然砂を用いた方が、逆にペースト量が多いときは軽砂を使用した方が強度は大であるが、骨材M、Sではペースト量の多少にかかわらず、天然砂を用いた方が強度が大となっている。一方non AEコンクリートでは骨材の種類にかかわらず、天然砂を用いた方が強度は大きく現れている。空気量を考慮すると空気量が多くなるほど強度が減少するので、配合による差は小さくなり、造粒型骨材

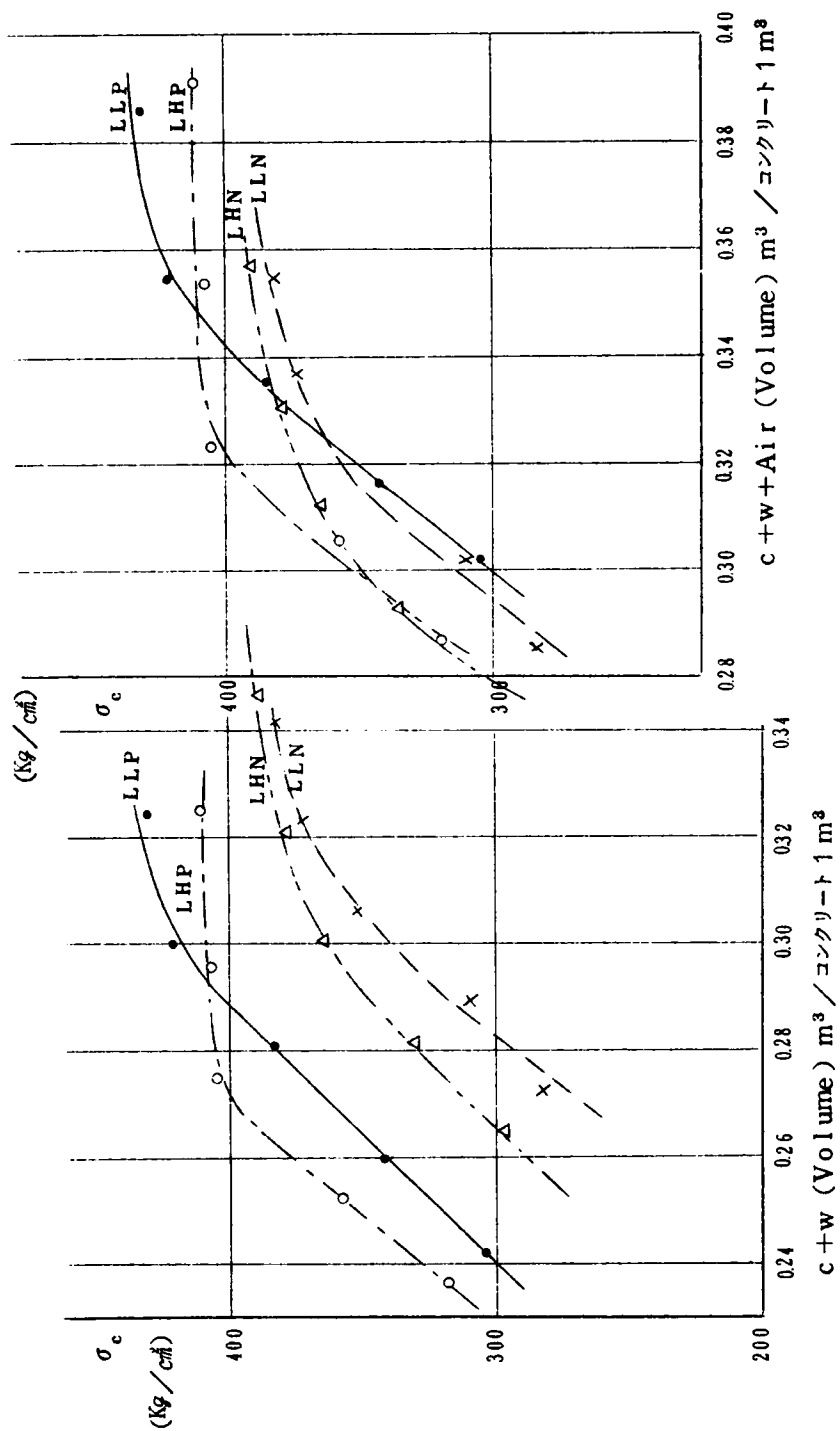


図 4.25 セメントベースト量 (Volume) と圧縮強度 (造粒型)

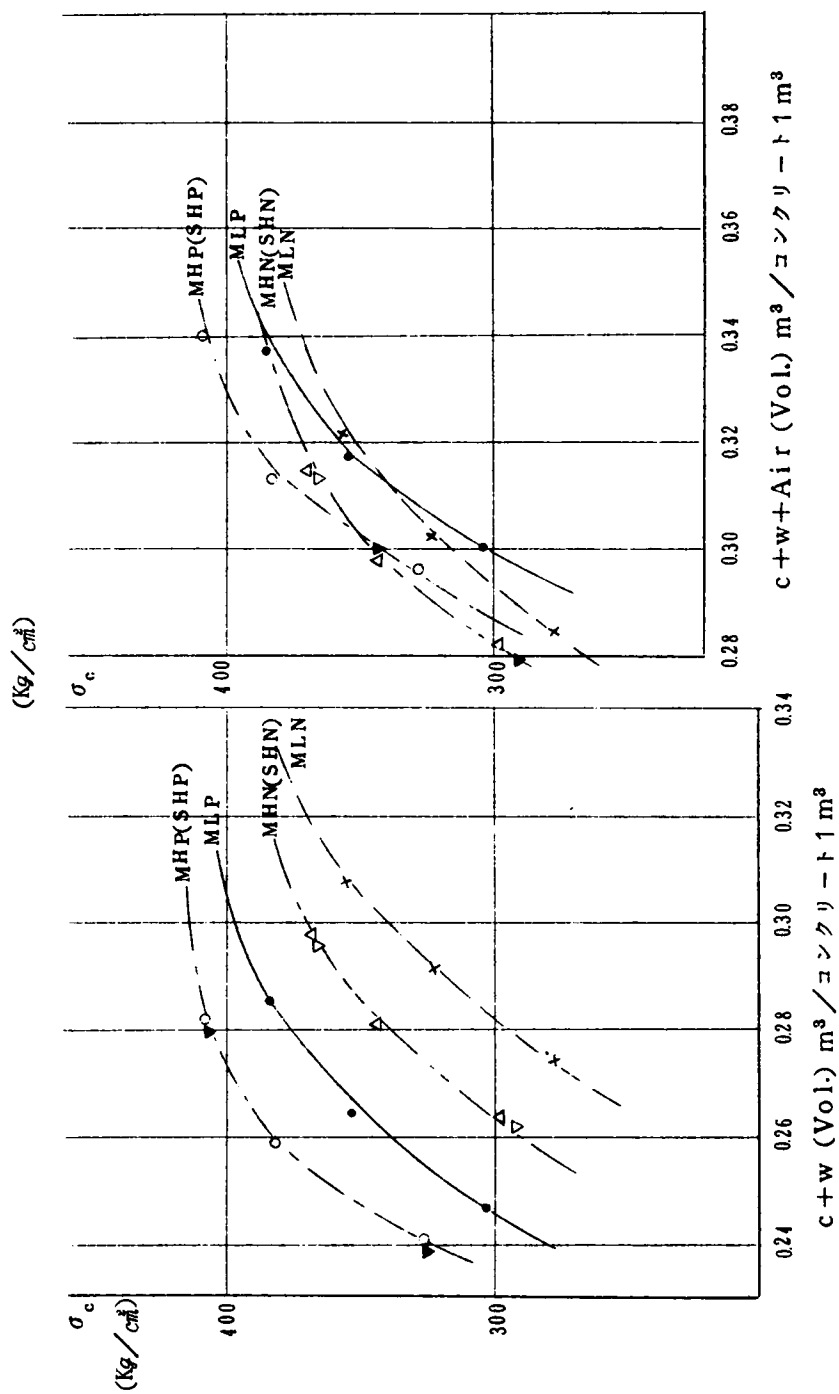


図4.26 セメントペースト量 (Volume) と圧縮強度 (非造粒型)

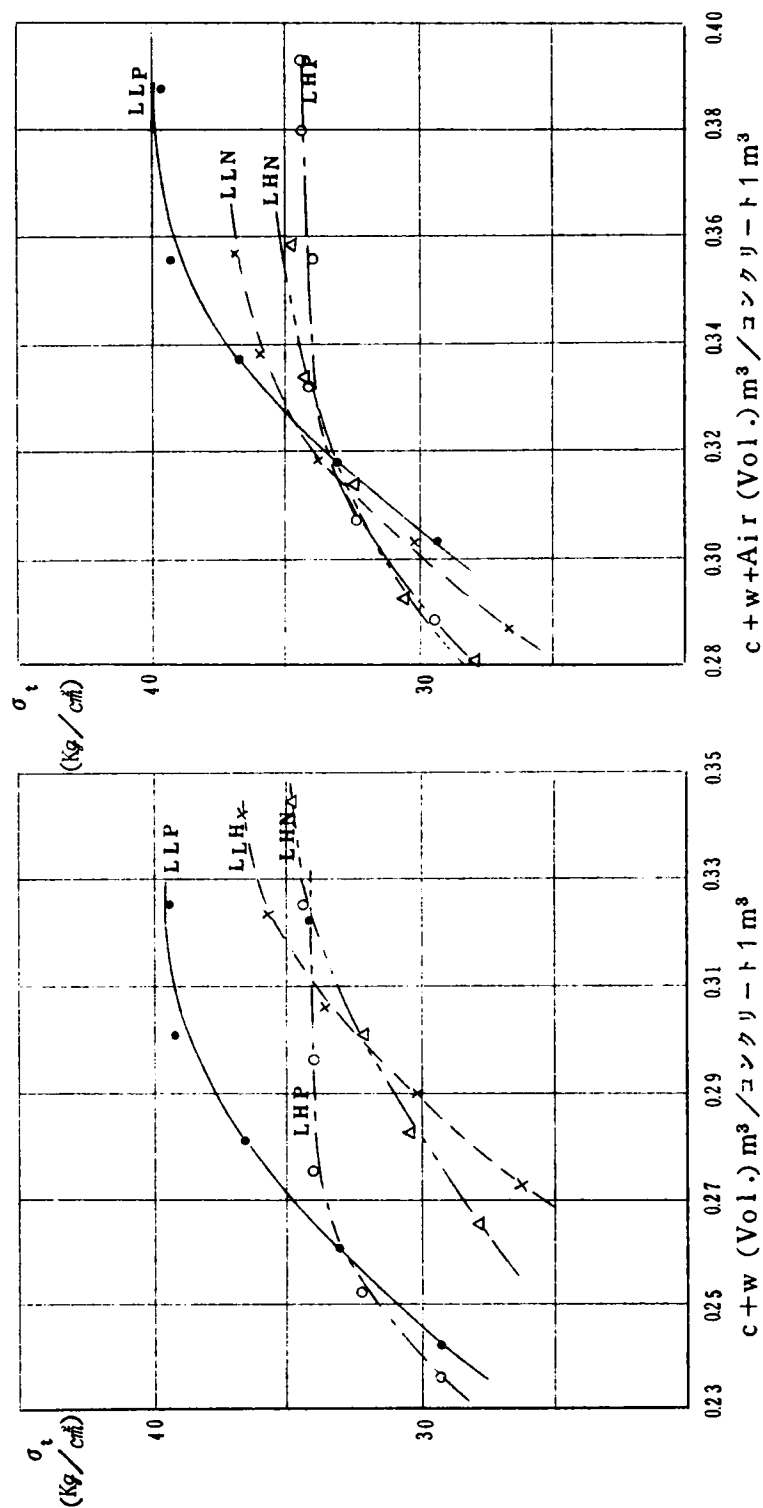


図4.27 セメントベースト (Volume) と引張強度 (造粒型骨材)

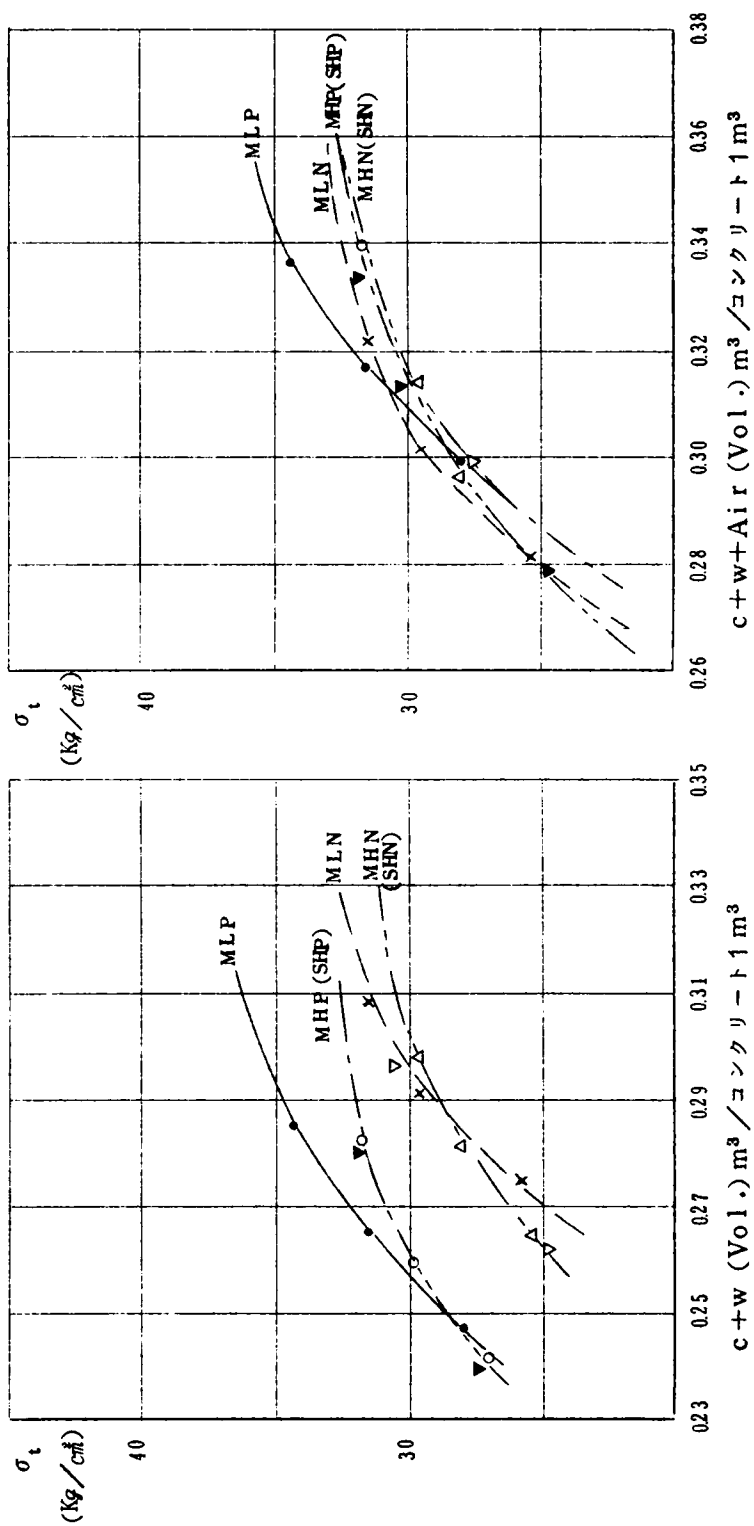


図 4.28 セメントペースト量 (容積) と引張強度 (非造粒型骨材)

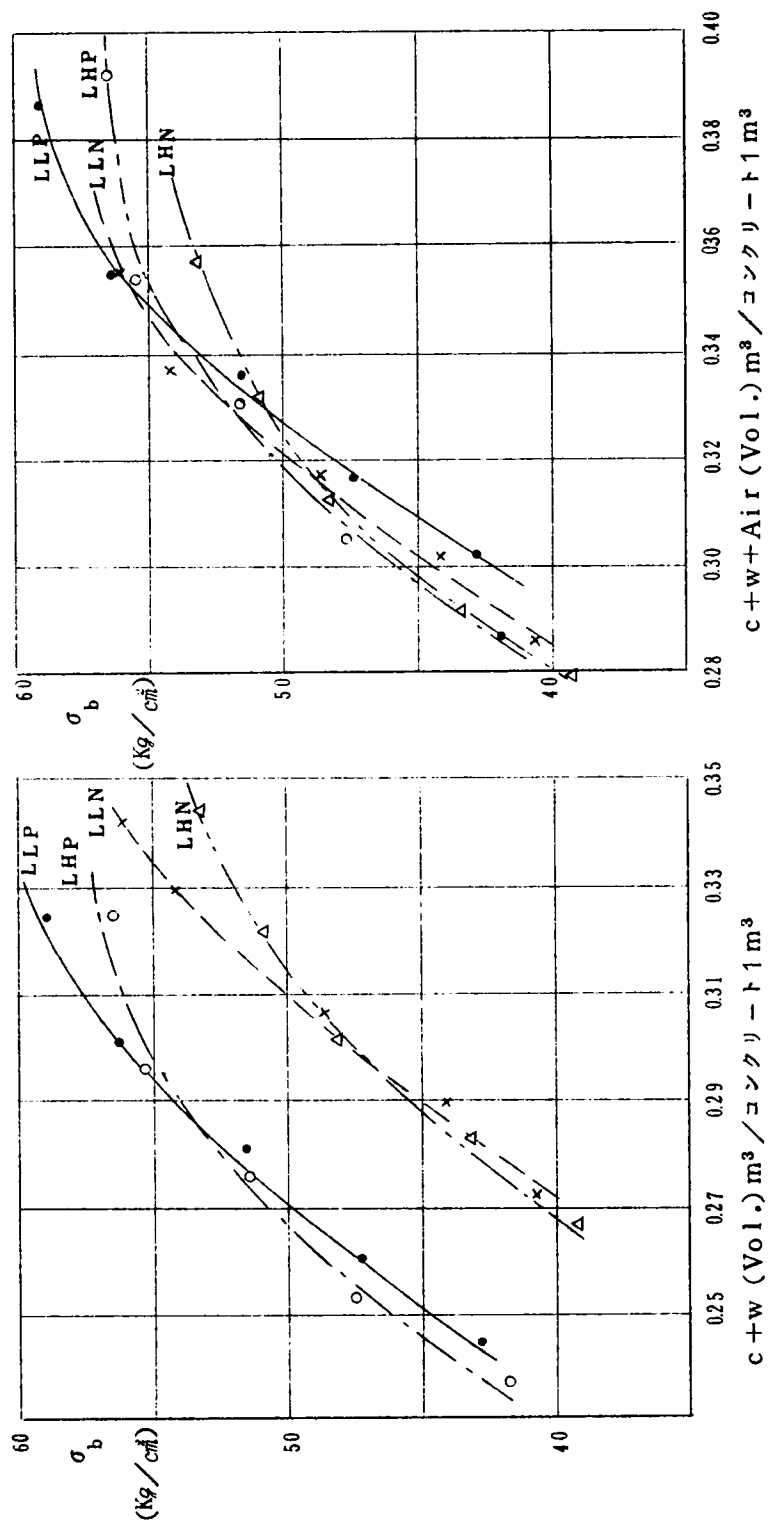


図4.29 セメントペースト量 (Volume) と曲げ強度 (起粒型骨材)

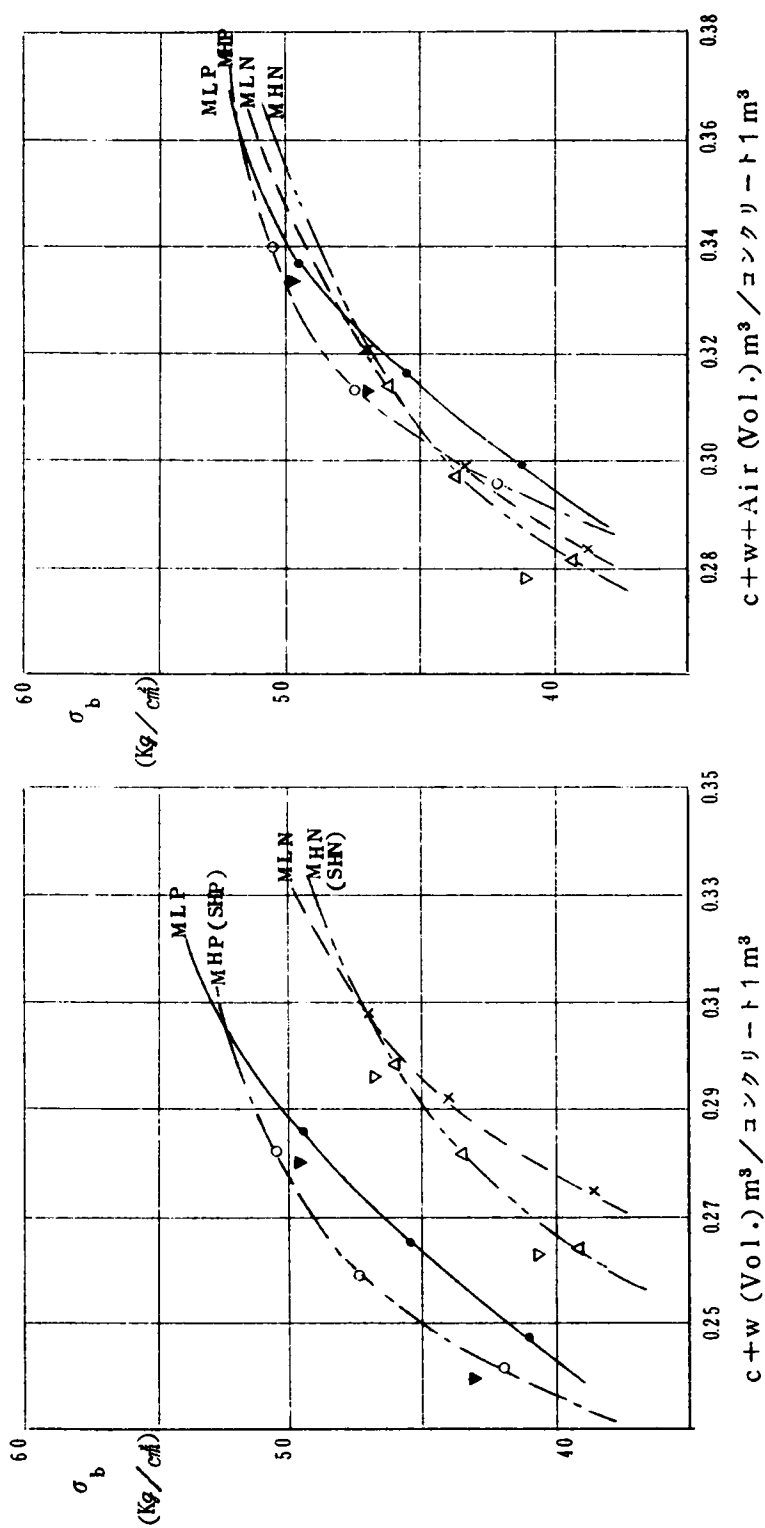


図4.30 セメントペーストM (Volume) と曲げ強度 (非造粒型骨材)

ではペースト量約 0.34 m^3 /コンクリート 1 m^3 以下では天然砂を用いたAEコンクリートが最大で、軽砂コンクリートの強度は小さく、また 0.34 m^3 以上では軽砂AEコンクリートの強度が最大となる。強度の伸びは天然砂AEコンクリート (LHP) で 0.33 m^3 , 軽砂AEコンクリート (LLP) で 0.36 m^3 , 天然砂non AEコンクリート (LHN) で 0.31 m^3 , 軽砂non AEコンクリート (LLN) で 0.32 m^3 程度以上で小さくなる傾向を示す。

非造粒型骨材ではペースト量 $0.30\sim 0.31\text{ m}^3$ 以下では天然砂non AEコンクリート (MHN, SHN) が最大で、軽砂AEコンクリート (MLP) が最小であるのに対し、ペースト量がそれ以上ではMHP (SHP) が最大、MLNが最小となる。

空気量を考慮すると、骨材の種類にかかわらずペースト量がコンクリート 1 m^3 に対し $30\sim 33\%$ において天然砂と軽砂との強度発現の様相が変化するようで、いずれの場合でもセメントペースト量が大となるとAEコンクリートの方が有利となるようである。

引張強度においても圧縮の場合と同様のことがいえる。空気量を考慮しないと、いずれの骨材の場合でも、軽砂AEコンクリート (LP) の強度が最大となり、non AEコンクリートでは造粒型ではペースト量 0.30 m^3 (全コンクリートの 30%) , 非造粒型では 0.29 m^3 以上で天然砂を用いたコンクリートの強度が最も低くなる。空気量を考慮すると、細骨材に天然砂の使用の有無、あるいはAE剤の混和の有無による曲線の変曲点はほぼ1点で交わり、その交点は造粒型では 0.32 m^3 , 非造粒型では 0.30 m^3 程度である。すなわち、これら曲線の変曲点は、非造粒型骨材の場合若干ペースト量の少ない点で現われる傾向を示している。

曲げ強度では空気量を無視すると、非造粒型骨材の場合全般的に天然砂を用いた方が同一セメントペースト量に対し強度が大きく現われているが、造粒型ではその差が少なく、ペースト量約 30% 以上では軽砂を用いた強度の方が大きくなっている。空気量を考慮すると、引張強度の場合と同様の傾向を示すが、非造粒型骨材では天然砂を用いたAEコンクリートの強度が全般的に大であり、かつ変曲点はほぼ 0.32 m^3 である。一方造粒型では変曲点は 0.33 m^3 程度となっており、細骨材の種類、配合の差はあまり認められない。

以上のようにセメントペースト量と強度との関係を図を基にして考察したが、セメントペーストにはエントレインドあるいはエントラップドエアーを考慮した方がより明確にその傾向を示し、骨材の種類あるいは配合の相違によって曲線に変曲点を有し、それらがほぼ

同一のペースト量で現われる。すなわち曲線が交わることなどが明らかとなった。それらの点は造粒型骨材で約0.32（全コンクリートの32%のペースト量）非造粒型骨材では0.30（30%）となる。

6. 各強度間の関係について

1. 圧縮強度と引張強度（Split test）

圧縮強度と引張強度との関係を図4.3.1～4.3.3に示す。なお、図中には圧縮強度200～400 kg/cm²においてはこれらの関係を直線（ $\sigma_t = a \sigma_c + b$ ）と見做し、最小自乗法によって求めた実験式をも記した。まず骨材Lについて考えてみると、直線の勾配（定数a）はAEコンクリートよりもnon AEコンクリートの方が大であり、また細骨材に天然砂を用いたものと軽砂を用いたものでは、AEコンクリートにおいては軽砂の方が、non AEコンクリートにおいては天然砂の方が勾配が大きく現われている。定数bは圧縮強度の小さい場合の引張強度の大小を表わすが、これはAEコンクリートの方が、non AEコンクリートよりも、また天然砂を用いるよりも軽砂を用いた方が大きくになっている。

一方、非造粒型骨材M（S）においては、直線の勾配においてはAEコンクリートはnon AEコンクリートよりも、また、軽砂は天然砂を用いるよりもそれぞれ大きい。定数bは天然砂を用いた場合はAEコンクリートの方が、軽砂を用いた場合はnon AEコンクリートの方が大である。さらに天然砂を用いた方がAE、non AEコンクリートにかかわらずbの値は大きい。

骨材LとM（S）とを比較すると勾配aにおいては、いずれの配合においても骨材Lの方が、定数bにおいてはLLPを除けばいずれも骨材M（S）の方が大となっている。

これら結果から圧縮強度200 kg/cm²においては配合あるいは細骨材の種類にかかわらず骨材L、骨材M（S）とも引張強度は20 kg/cm²（ $\sigma_t \doteq 1/10 \cdot \sigma_c$ ）、また400 kg/cm²においては同様に骨材L $\doteq 36$ kg/cm²（ $\sigma_t \doteq 1/9 \cdot \sigma_c$ ）、M（S） $\doteq 33$ kg/cm²（ $\sigma_t \doteq 1/8 \cdot \sigma_c$ ）となり、圧縮強度が低い場合は両者の差

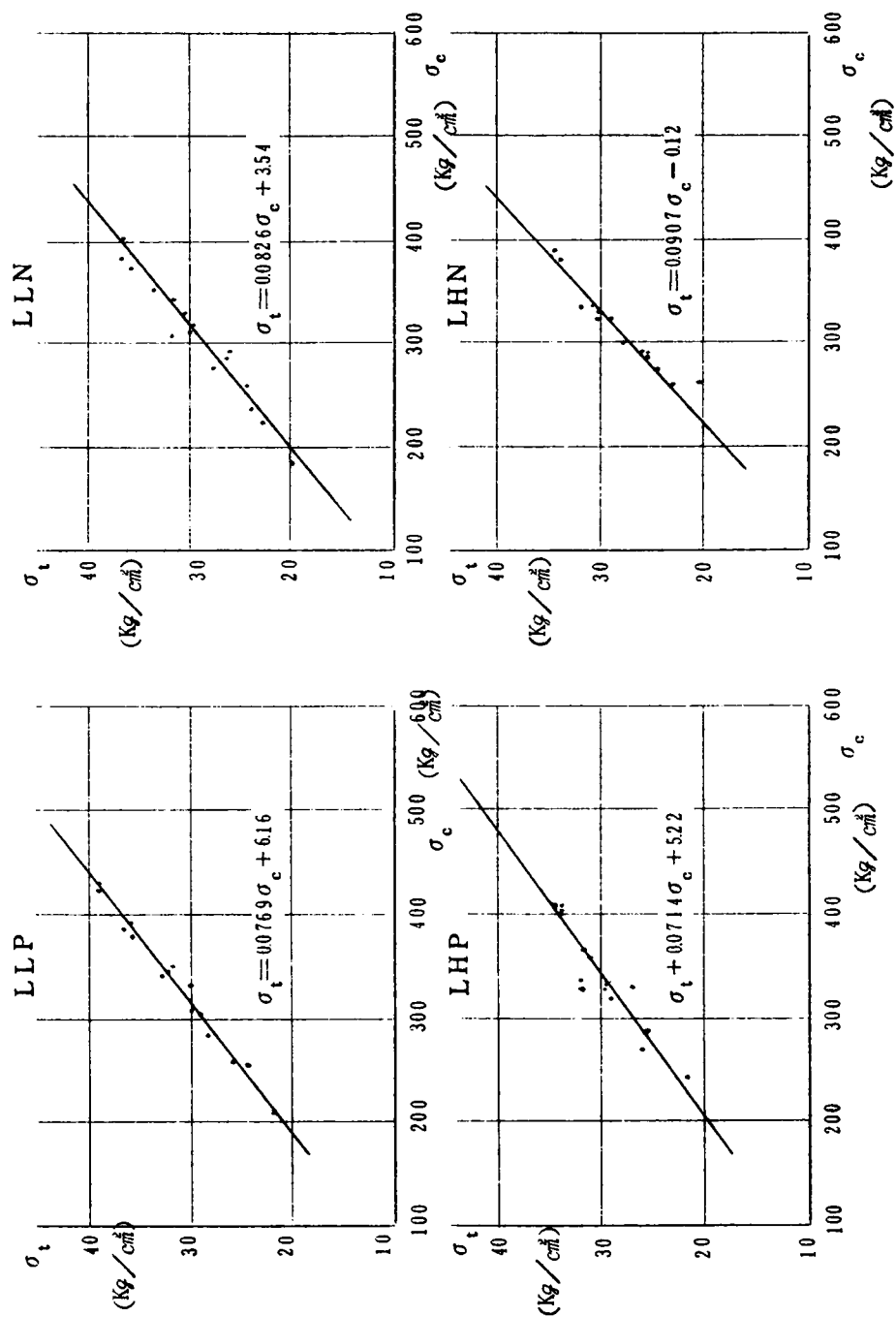


図 4.3 1 引張強度と圧縮強度との関係 (造粒型骨材)

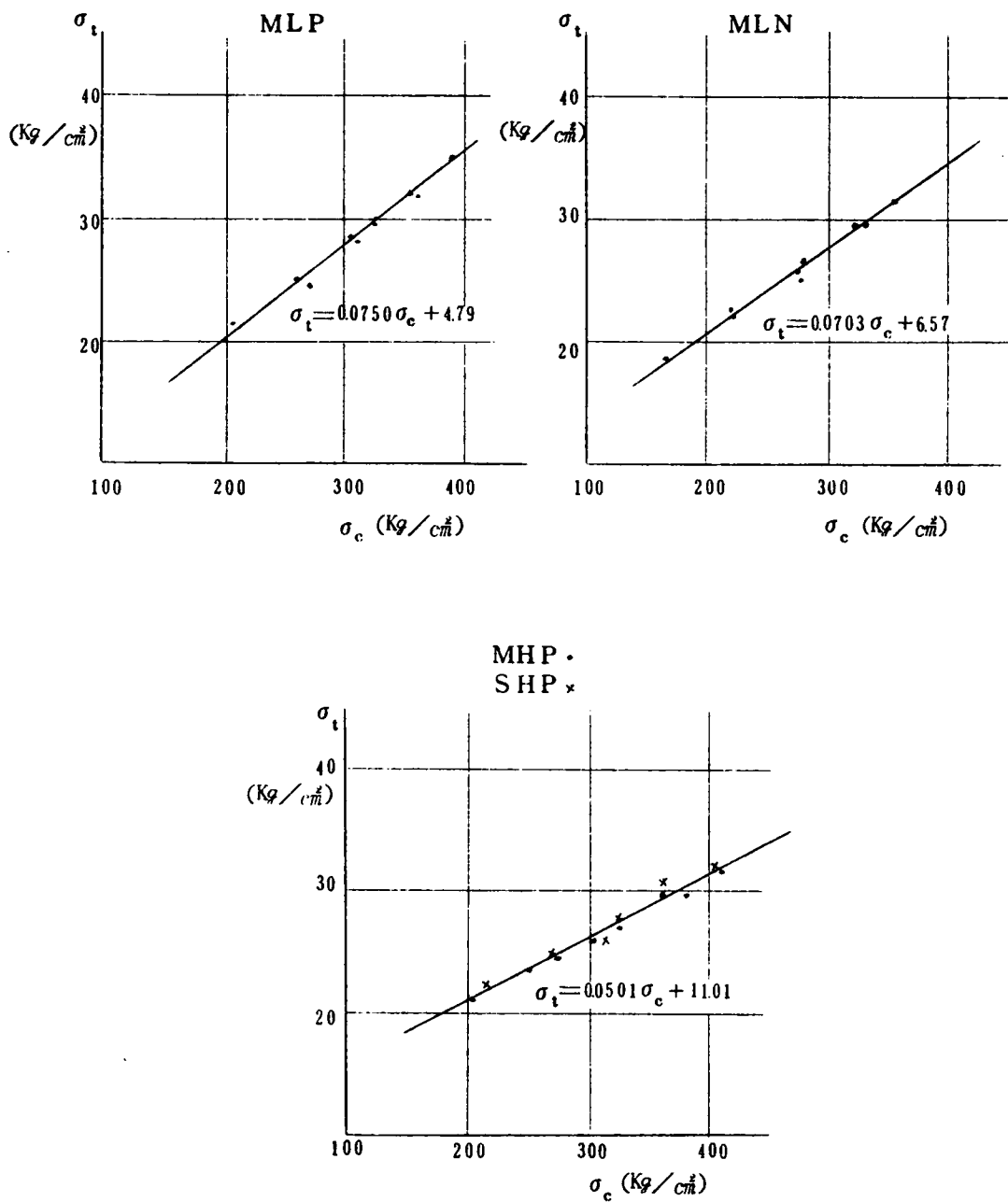


図 4.3 2 引張強度と圧縮強度との関係 (非造粒型骨材)

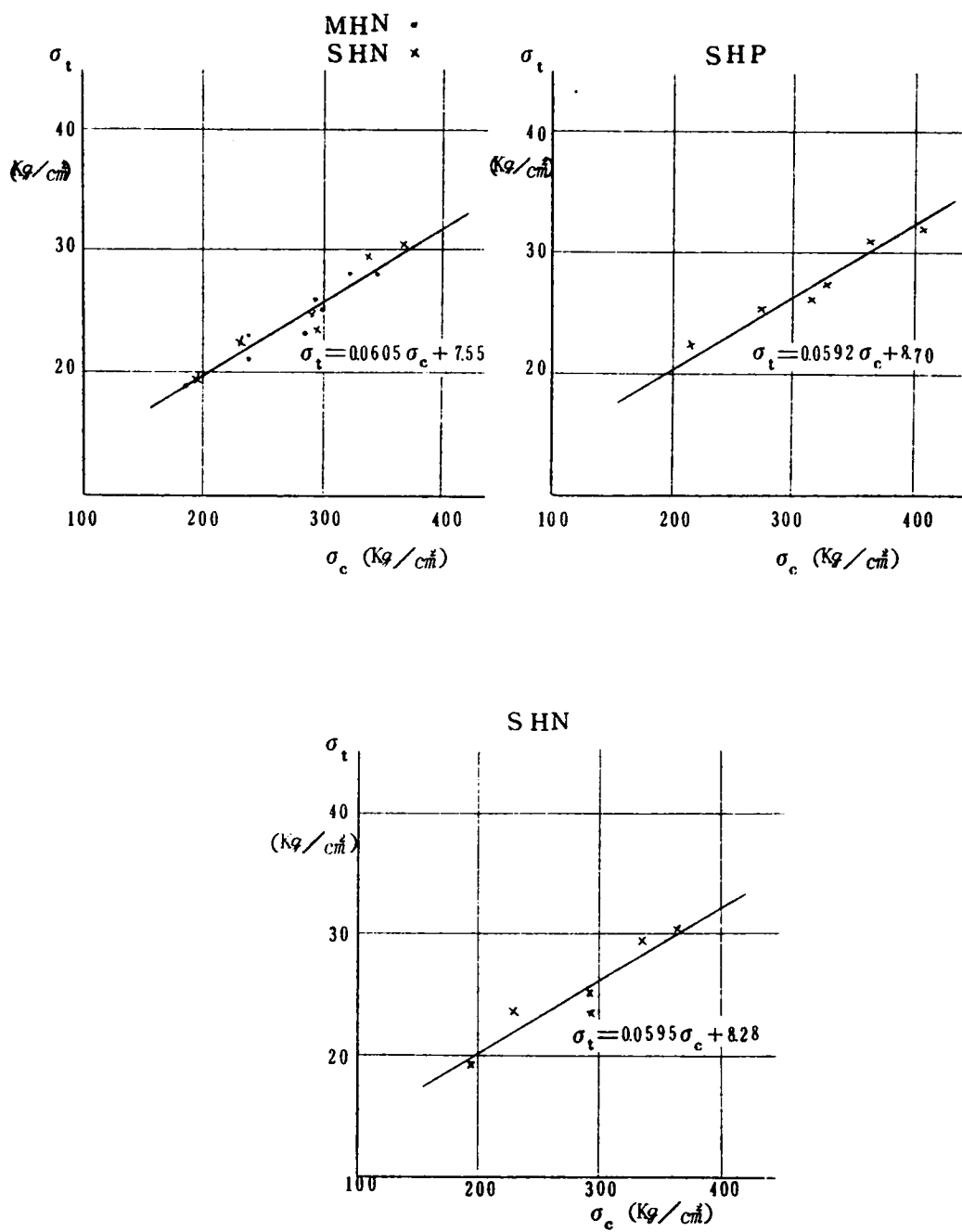


図4.3.3 引張強度と圧縮強度との関係（非造粒型骨材）

はないが、圧縮強度が大きくなると造粒型骨材の引張強度の方が大きくなる傾向を有している。

圧縮強度と引張強度との関係式としては造粒型骨材Lにおいては

$$\sigma_t = 0.08 \sigma_c + 5.0 \quad (4.14)$$

非造粒型骨材M(S)においては

$$\sigma_t = 0.06 \sigma_c + 7.0 \quad (4.15)$$

とそれぞれ表わすことができるようである。

赤沢，国分，Zelger⁶⁾ 各氏による普通コンクリートの圧縮強度と引張強度 (split test) との関係によれば， $\sigma_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ に対し $\sigma_t = 18 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ ，また， $\sigma_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ に対し $\sigma_t = 26 \sim 28 \text{ kg/cm}^2$ となっている。実験条件が各氏によって相当異なるので一概には言えないが，本実験に関する限り，軽量コンクリートの引張強度は普通コンクリートと同様の値を期待できることを示している。

脆度係数 (表4.16) すなわち圧縮強度と引張強度との比 (σ_c / σ_t) に関して考察すると，骨材Lにおいては細骨材に天然砂を使用するとAEコンクリートで1.4，non AEコンクリートで1.1となり，軽砂の場合の1.04～1.05よりも大きい。骨材Mに

表4.16 軽量コンクリートの脆度係数

| コンクリートの種別 | 脆 度 係 数 (σ_c / σ_t) | | 平 均 |
|-----------|-----------------------------------|---|-------|
| L L P | 1 0.5 | } | 1 0.8 |
| L L N | 1 0.4 | | |
| L H P | 1 1.4 | | |
| L H N | 1 1.1 | | |
| M L P | 1 1.0 | } | 1 1.2 |
| M L N | 1 0.6 | | |
| M H P | 1 1.7 | | |
| S H P | 1 1.5 | | |
| M H N | 1 1.5 | | |
| S H N | 1 1.3 | | |

においても骨材Lと全く同様なことが言える。

σ_c / σ_t の骨材別全平均値について骨材Lと骨材M(S)とを比較するとL:1.0.8, M(S):1.1.2となり, 骨材Lの方が引張強度が若干大きいことがわかる。アメリカPCAにおける試験結果によると普通コンクリートの σ_c :100~400 kg/cm² に対する σ_c / σ_t の平均値は約1.10であるから, 本実験結果に関する限り軽量コンクリートの脆度係数は普通コンクリートと大差ないことを示している。

2. 圧縮強度と曲げ強度

前項と同様に圧縮強度と曲げ強度との関係を図4.3.4~4.3.6に, また, 最小自乗法によって求めた実験式を図中に示す。

骨材L, M(S)とも定数aすなわち直線の勾配および定数bは, 配合あるいは細骨材の種類によって一定の傾向は見出されない。

しかし骨材LとMとを比較すると, 全般的に定数aは骨材Lの方が大きく, 一方定数bは骨材Mの方が大きくなる傾向を示している。

これらの結果より, 配合・細骨材の種類にかかわらず, σ_c :200 kg/cm² に対して, 曲げ強度は骨材L:33 kg/cm² ($\sigma_b \doteq 1/6 \cdot \sigma_c$), 骨材M:32 kg/cm² ($\sigma_b \doteq 1/6 \cdot \sigma_c$), σ_c :400 kg/cm² に対しては骨材L: $\sigma_b \doteq 55$ kg/cm² ($\sigma_b \doteq 1/7 \cdot \sigma_c$), 骨材M: $\sigma_b \doteq 50$ kg/cm² ($\sigma_b \doteq 1/8 \cdot \sigma_c$)となり, 全般的に同一圧縮強度における曲げ強度は, 骨材Lの方が大きいことがわかる。

実験式として

$$\text{骨材Lに対し} \quad \sigma_b = 0.11 \sigma_c + 11 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (4.16)$$

$$\text{骨材M(S)に対し} \quad \sigma_b = 0.08 \sigma_c + 14 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (4.17)$$

が成り立ち, 相当の精度でもって, σ_c がわかれば σ_b を推定することが可能である。

普通コンクリートのこれらの関係を σ_c :100~400 kg/cm² に対し同様の方法で関係式を導くとほぼ次のようになる。

$$\text{坂}^{6)} : \sigma_b = 0.064 \sigma_c + 17 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (4.18)$$

$$\text{Gonnerman}^{6)} : \sigma_b = 0.09 \sigma_c + 16 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (4.19)$$

これらから σ_c : 200 kg/cm^2 に対し, σ_b は $30 \sim 34 \text{ kg/cm}^2$, σ_c : 400 kg/cm^2 に対し $42 \sim 52 \text{ kg/cm}^2$ であるから, 本実験より得られた軽量コンクリートの曲げ強度は普通コンクリートのそれと大差ないことがわかる。

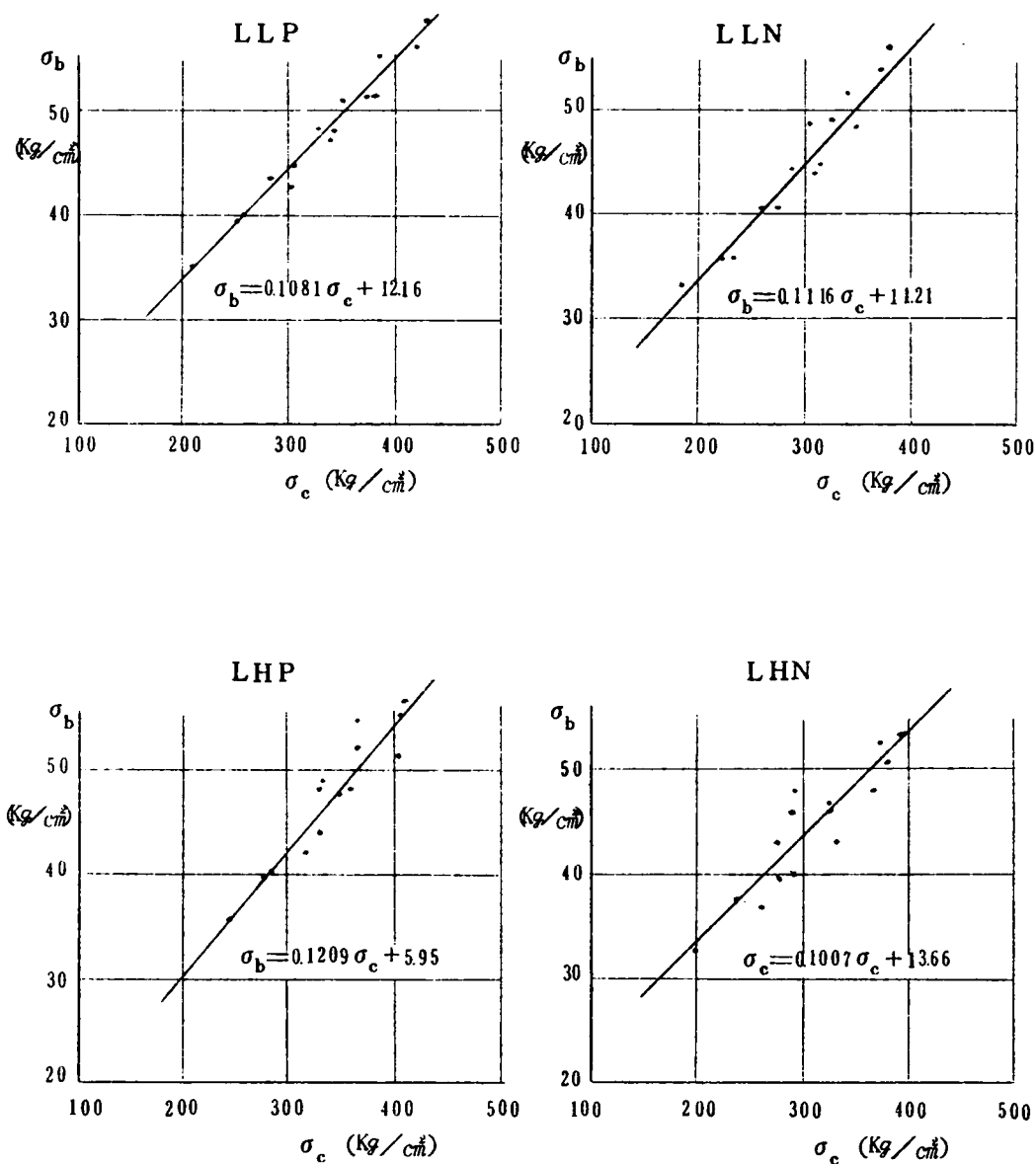


図 4.3 4 曲げ強度と圧縮強度との関係 (造粒型骨材)

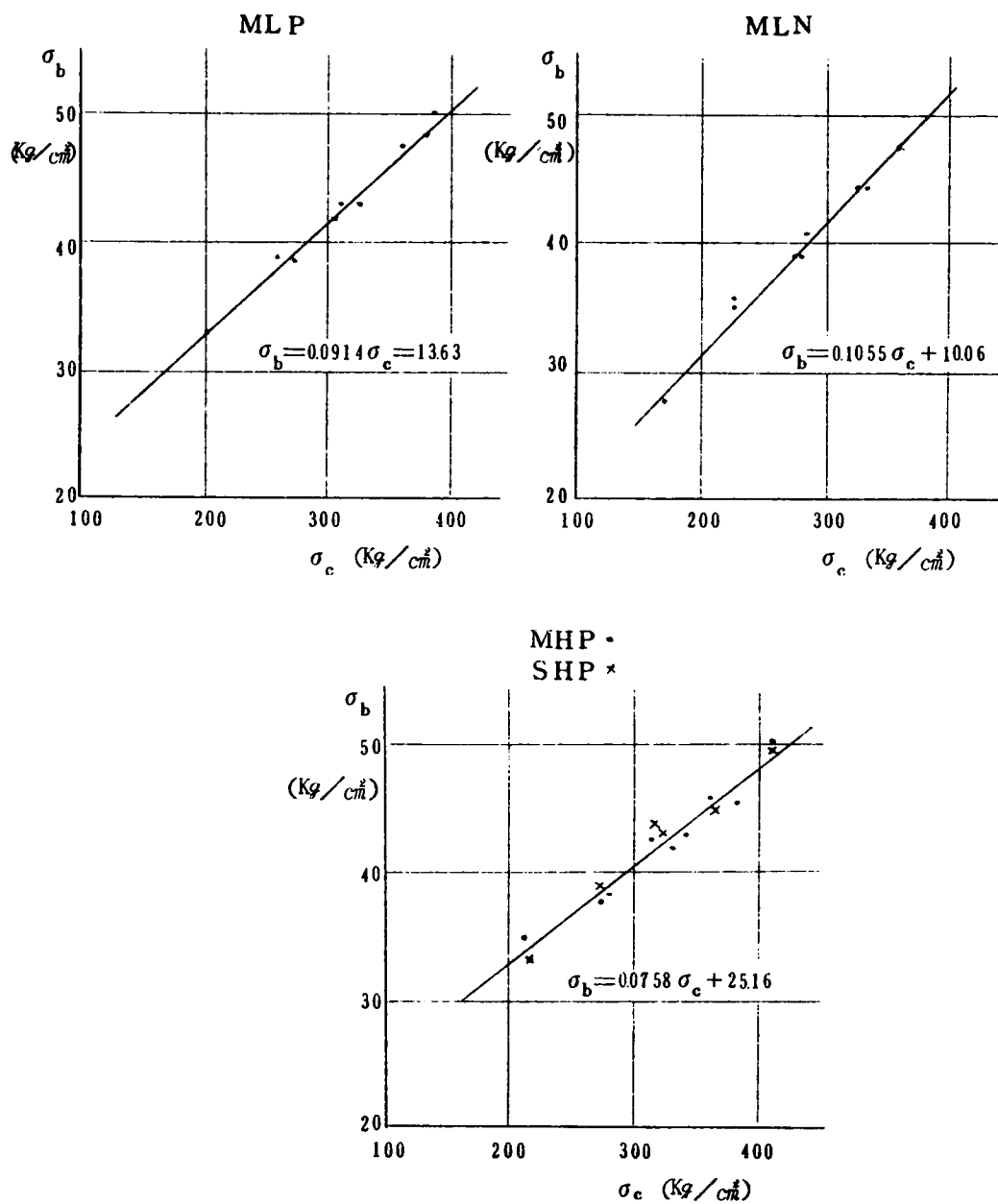


図4.35 曲げ強度と圧縮強度との関係（非造粒型骨材）

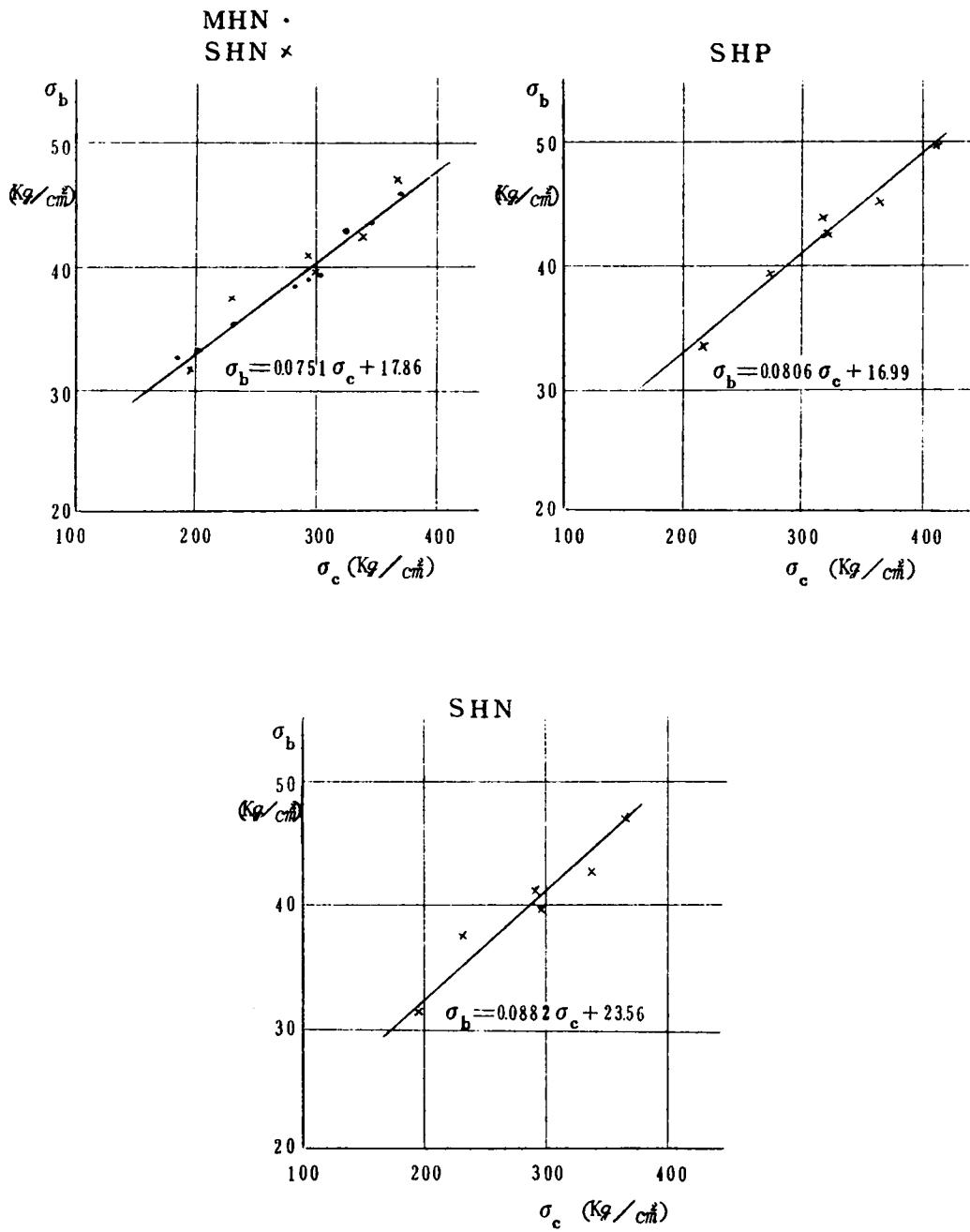


図4.36 曲げ強度と圧縮強度との関係（非造粒型骨材）

7. 軽量コンクリートの弾性的性質

各骨材コンクリートの材令28日における静弾性係数を $\phi 15 \times 30$ cmの円柱供試体によって求めた。測定方法は供試体の側面3ヶ所（供試体高さの $1/2$ の位置）に電気抵抗線ひずみ計を貼布し、各荷重階におけるひずみを測定し、応力～ひずみ曲線を求め、それらの曲線より圧縮強度（静弾性係数測定時）の $1/10$, $1/5$, $1/3$, $1/2$, $2/3$ の各応力における割線弾性係数（secont modulus）を計算より求めた。以下その結果について考察する。

1. 応力～ひずみ曲線

各骨材コンクリートの応力～ひずみ曲線を配合別に示すと図4.37～4.41のようになる。コンクリートの応力～ひずみ曲線は、鋼のそれと異なり弾性限、降伏点が存在せず、破壊に至るまで滑らかな曲線を呈することが知られているが、軽量コンクリートにおいてもその例にもれず、図に示すような曲線を呈している。

各骨材コンクリートともセメント量が多いとあるいは w/c が小さい程同一応力に対するひずみは小さくなっている。また、骨材別では造粒型骨材の方が非造粒型骨材コンクリートよりも同一応力に対するひずみは小さい、換言すれば、同一ひずみに対する応力が大きく現われ、この結果後述するようにsecont modulusの大きさに相当の差が出てくるのである。

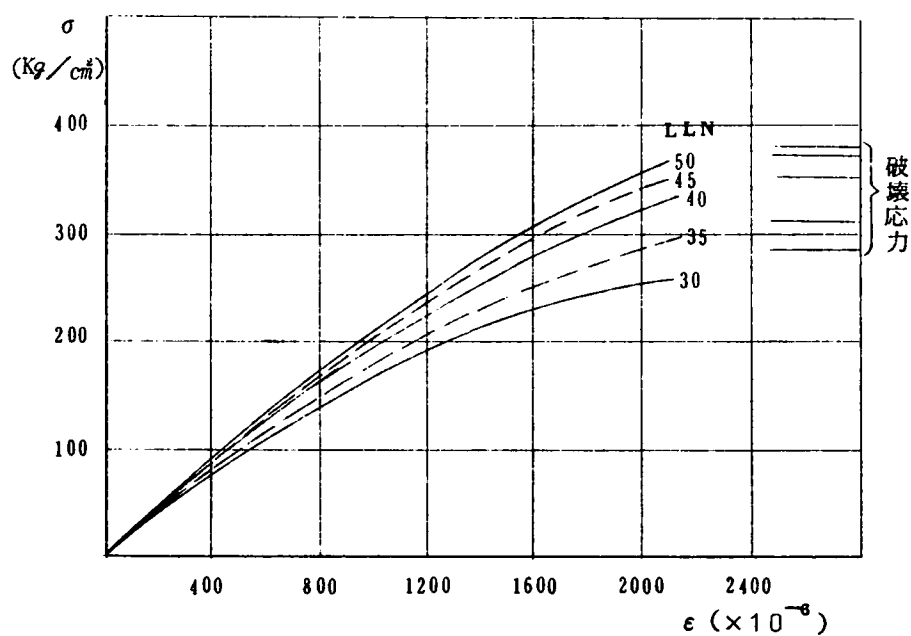
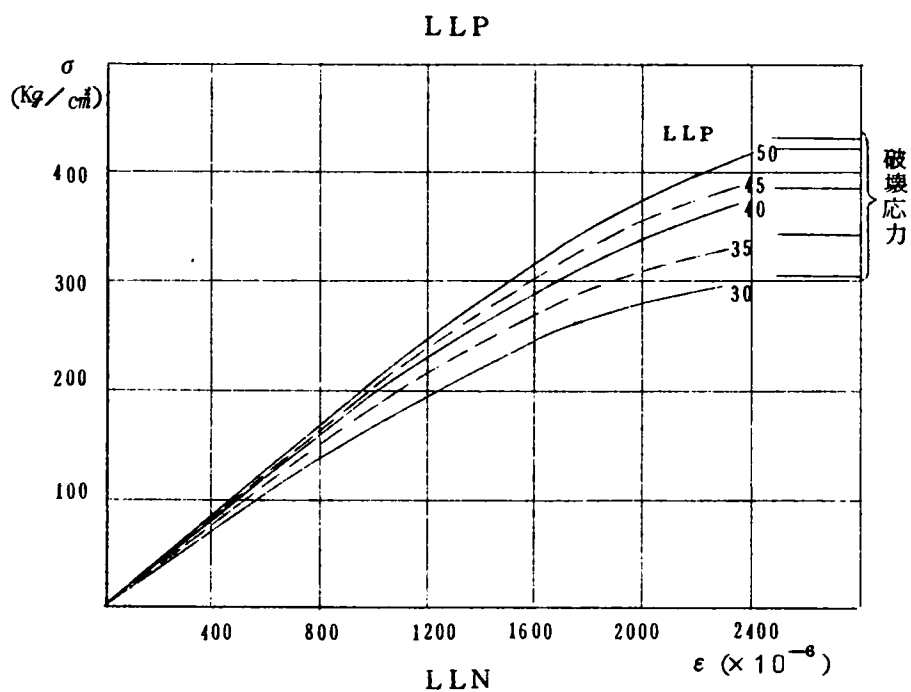


図4.37 応力-ひずみ曲線 (造粒型)

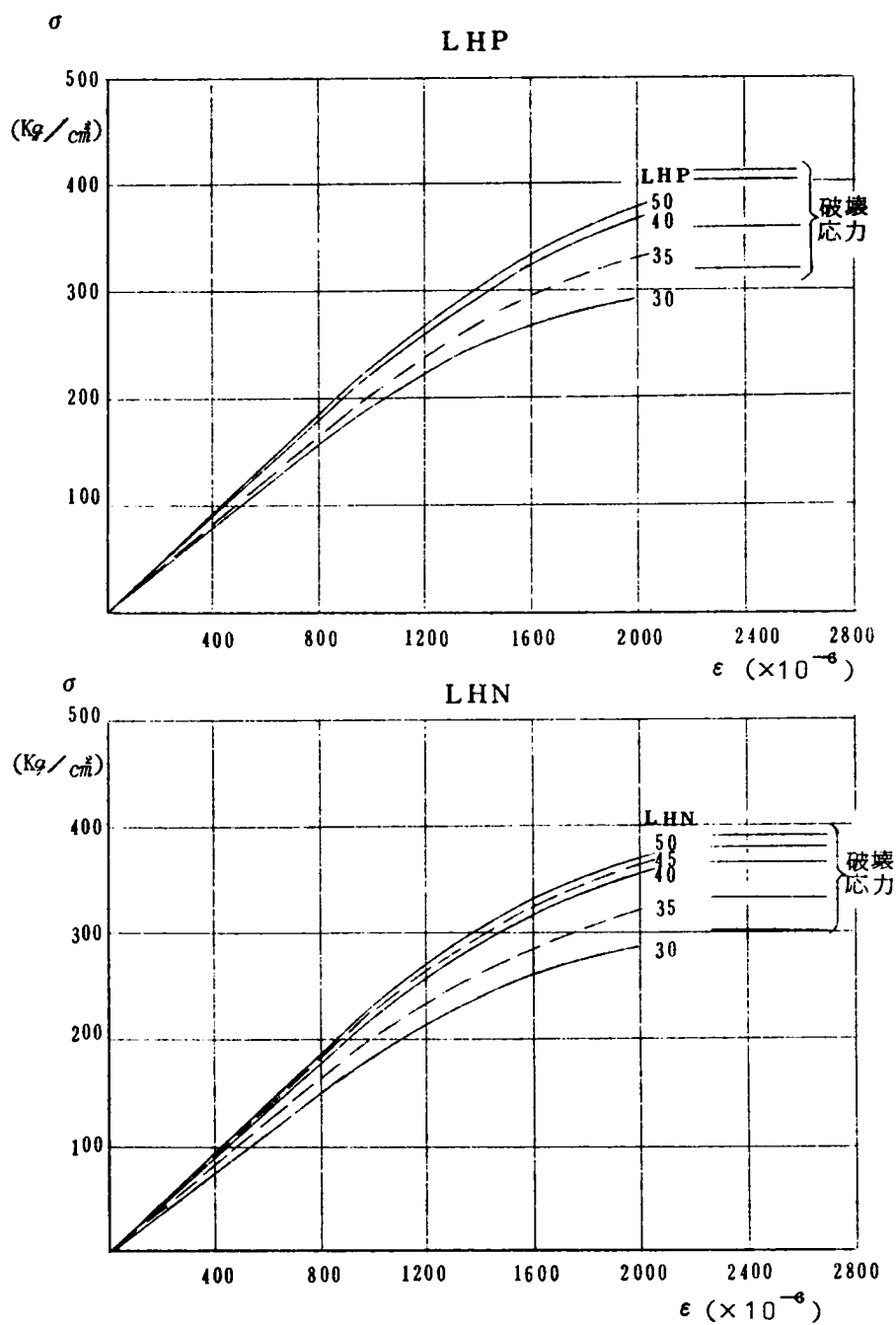


図4.38 応力-ひずみ曲線 (造粒型)

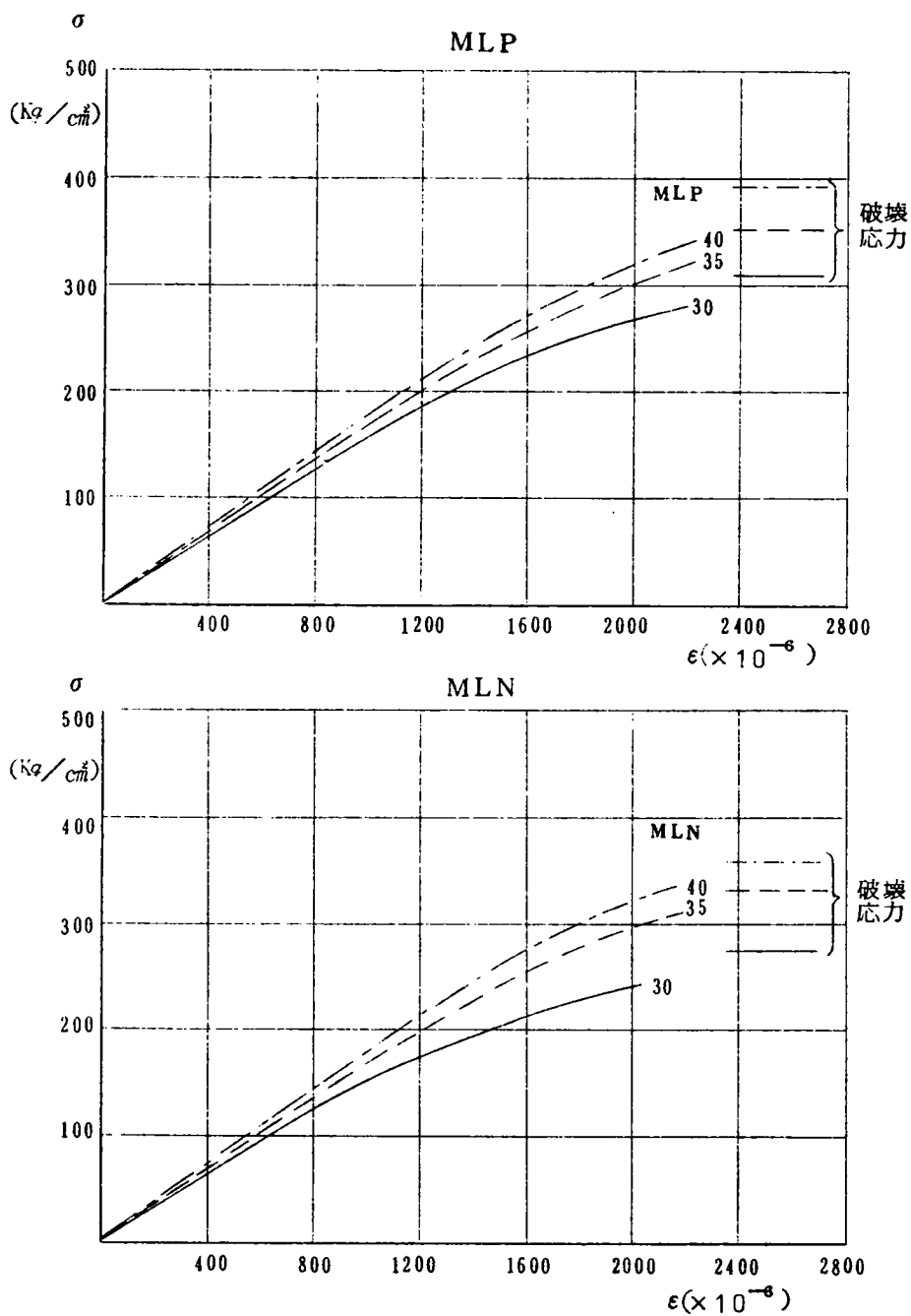
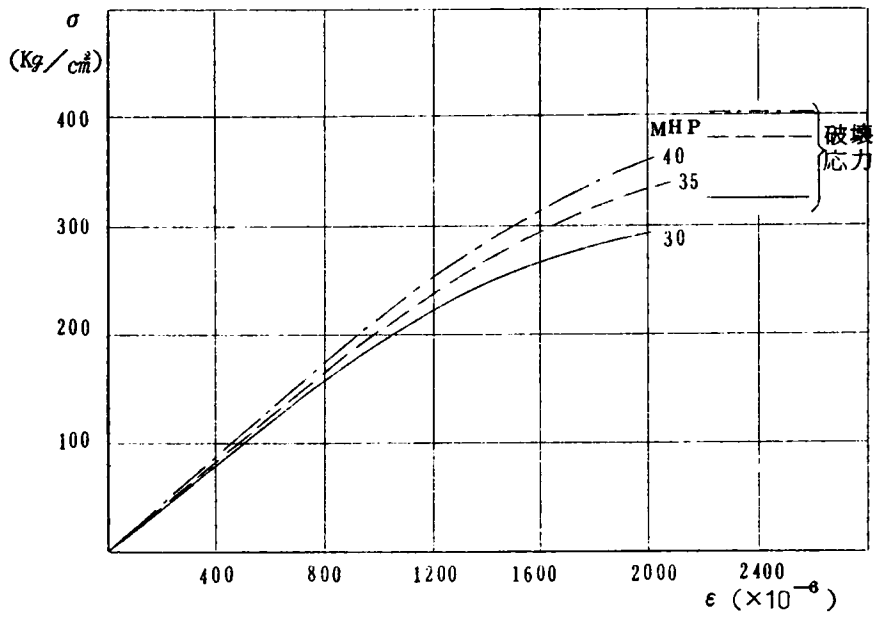


図4.39 応力-ひずみ曲線（非造粒型）

MHP



MHN

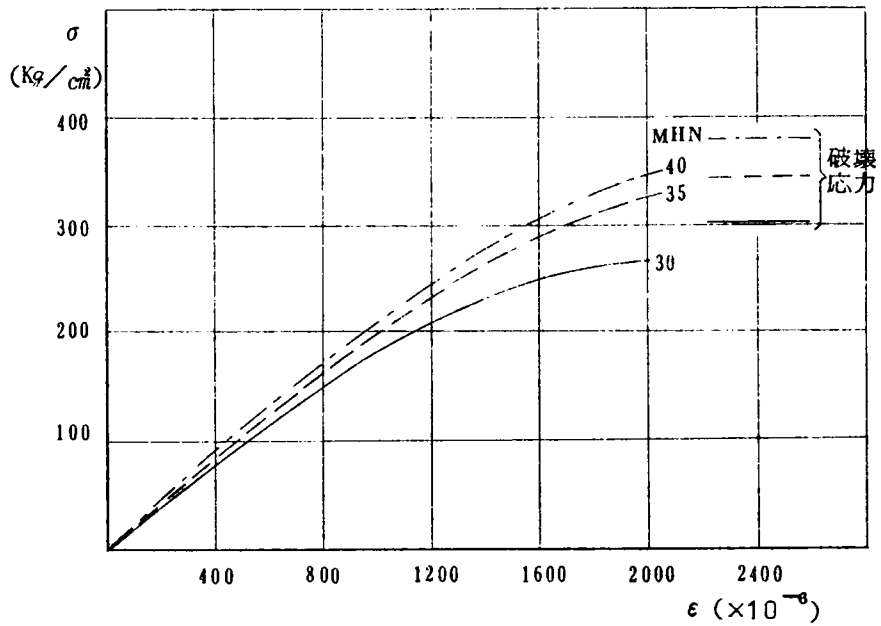


図4.4 0 応力-ひずみ曲線 (非造粒型)

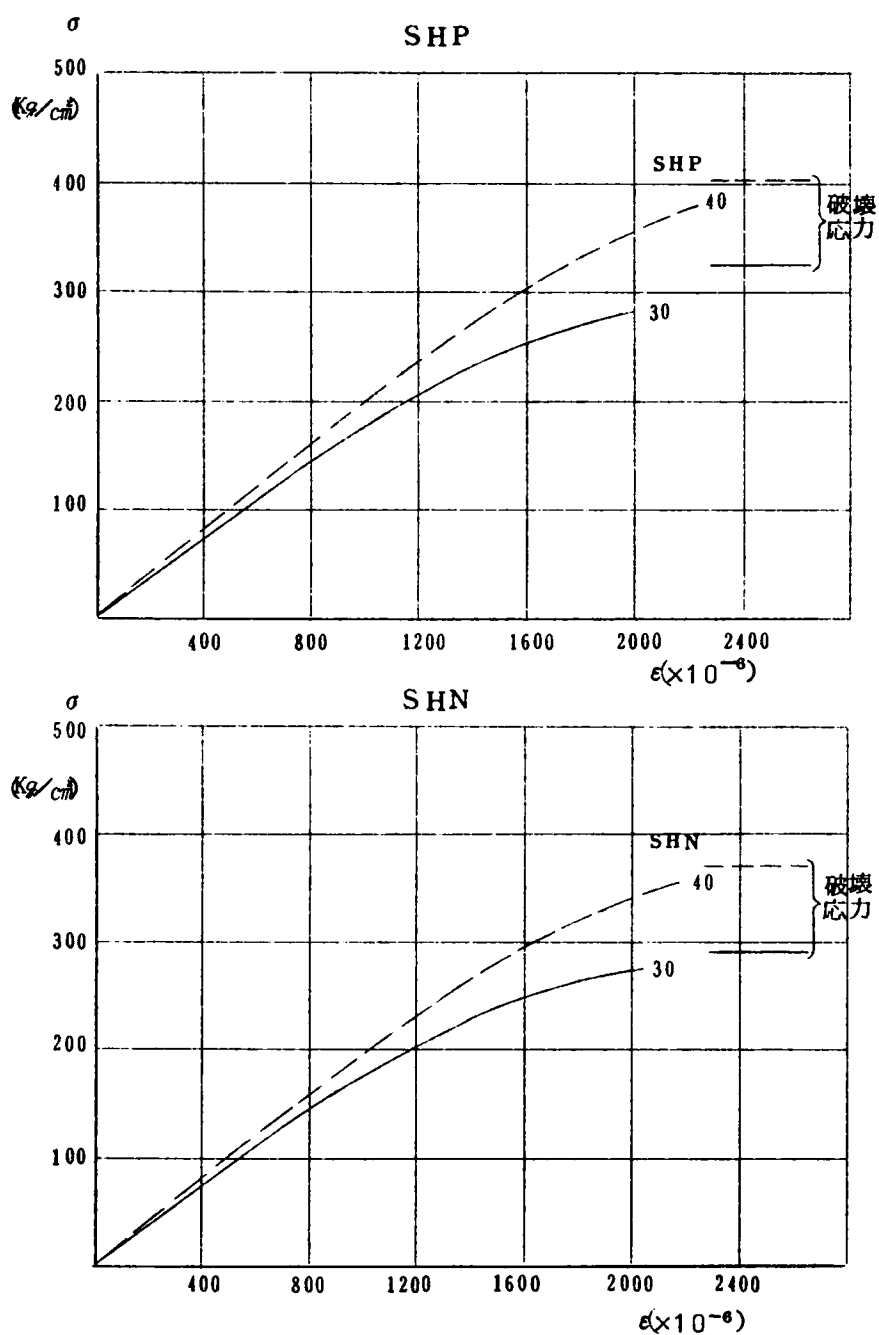


図 4.4 1 応力-ひずみ曲線 (非造粒型)

2. 静弾性係数

各応力階における静弾性係数を示すと表4.17～4.18のようになる。コンクリートの曲げ圧縮許容応力度つまり圧縮強度の $1/3$ における割線弾性係数について以下考察してみる。造粒型骨材Lにおいては、軽砂を用いたAEコンクリートでは、セメント量すなわち w/c の大小によってほぼ $1.9 \sim 2.2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、non AEコンクリートでは $1.9 \sim 2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ となり、また天然砂を用いた場合 $2.1 \sim 2.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ となっている。つぎに非造粒型骨材においては、軽砂を用いたAEコンクリートで $1.6 \sim 1.8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、non AEコンクリートで $1.7 \sim 1.8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とごく僅かであるがnon AEコンクリートの方が弾性係数は大きく現れている。一方細骨材に天然砂を用いると $1.8 \sim 2.2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ となり、この場合も軽量砂を使用した場合と同様にnon AEコンクリートの方が弾性係数は若干大きく現われている。従って軽量コンクリートの弾性係数は、全般的に細骨材に天然砂を用いた方が大きい値となることがわかる。

骨材間の相違を検討すると、全般的に造粒型骨材の静弾性係数は非造粒型のものよりも大きく、配合あるいは細骨材に軽砂、天然砂のいずれかを使用することによって若干の差はあっても、造粒型骨材のそれは非造粒型よりも $10 \sim 15\%$ 大きい値を示す。この原因は、骨材の形状によるものかあるいは骨材の吸水量の多少によるかは現段階では判定し難いが、曲げあるいは引張強度においても非造粒型骨材の方が若干劣っていたことも併せ考えると、骨材の表面ガラス層の強度およびそれに附随する吸水量の大小が静弾性係数に大きな影響を与えるものと推察される。なお、構造物に軽量コンクリートを使用する際には、たわみあるいはひびわれ耐力が設計上重要な問題となるが、構造設計においては骨材の種類によってそれら設計上の問題点に若干の差があることを留意し、骨材の種類による性質の相違を十分設計計画で反映させなければならないと考えられる。

表4.17 軽質コンクリートの単位容積重量，弾性的性質（造粒型骨材L）

| コンクリートの種類 | 単位容積重量 (kg/m ³) | | | 動弾性係数 (x 10 ⁴ kg/cm ²) | | | 静弾性係数 (x 10 ⁴ kg/cm ²) | | | | | 材令28日 σ_{cu} |
|-----------|--------------------------------|------|------|--------------------------------------------------|------|------|--------------------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------|------------------------|
| | 7日 | 14日 | 28日 | 7日 | 14日 | 28日 | 1/10 σ_{cu} | 1/5 σ_{cu} | 1/3 σ_{cu} | 1/2 σ_{cu} | | |
| | | | | | | | | | | | | |
| LLP-30 | 1592 | 1595 | 1595 | 2012 | 2116 | 2182 | 2027 | 1970 | 1902 | 1780 | 1606 | |
| | 35 | 1597 | 1601 | 2096 | 2184 | 2260 | 2070 | 2039 | 1979 | 1864 | 1797 | |
| | 40 | 1623 | 1627 | 2219 | 2325 | 2513 | 2158 | 2118 | 2083 | 2006 | 1827 | |
| | 45 | 1644 | 1643 | 2299 | 2497 | 2644 | 2198 | 2173 | 2149 | 2028 | 1897 | |
| | 50 | 1663 | 1670 | 2354 | 2559 | 2680 | 2264 | 2234 | 2178 | 2097 | 1981 | |
| LLN-30 | 1616 | 1622 | 1621 | 1914 | 1947 | 2117 | 1953 | 1924 | 1890 | 1791 | 1610 | |
| | 35 | 1622 | 1627 | 2026 | 2047 | 2183 | 2037 | 2007 | 1965 | 1877 | 1734 | |
| | 40 | 1637 | 1649 | 2177 | 2189 | 2246 | 2130 | 2099 | 2075 | 1998 | 1839 | |
| | 45 | 1654 | 1660 | 2176 | 2226 | 2300 | 2174 | 2135 | 2086 | 2018 | 1869 | |
| | 50 | 1676 | 1682 | 2208 | 2277 | 2353 | 2219 | 2170 | 2115 | 2037 | 1898 | |
| LHP-30 | 1787 | 1791 | 1790 | 2083 | 2192 | 2303 | 2220 | 2190 | 2121 | 2026 | 1909 | |
| | 35 | 1796 | 1800 | 2140 | 2308 | 2472 | 2396 | 2361 | 2299 | 2189 | 1997 | |
| | 40 | 1799 | 1807 | 2406 | 2496 | 2659 | 2523 | 2497 | 2440 | 2328 | 2141 | |
| | 45 | 1806 | 1809 | 2447 | 2614 | 2713 | 2543 | 2522 | 2460 | 2349 | 2160 | |
| | 50 | 1809 | 1811 | 2448 | 2692 | 2844 | 2567 | 2536 | 2493 | 2372 | 2181 | |
| LHN-30 | 1807 | 1808 | 1806 | 2005 | 2164 | 2254 | 2215 | 2187 | 2130 | 2025 | 1830 | |
| | 35 | 1812 | 1813 | 2049 | 2202 | 2337 | 2383 | 2367 | 2286 | 2235 | 2025 | |
| | 40 | 1824 | 1826 | 2194 | 2267 | 2481 | 2547 | 2527 | 2480 | 2384 | 2180 | |
| | 45 | 1824 | 1827 | 2335 | 2326 | 2537 | 2599 | 2572 | 2514 | 2385 | 2160 | |
| | 50 | 1828 | 1829 | 2355 | 2404 | 2558 | 2650 | 2610 | 2530 | 2410 | 2195 | |

表4.18 軽量コンクリートの単位容積重量，弾性的性質（非造粒型骨材M，S）

| コンクリートの種類 | 単位容積重量 (kg/m ³) | | | 動弾性係数 (x 10 ⁴ kg/cm ²) | | | 静弾性係数 (x 10 ⁴ kg/cm ²) | | | | | | 材令28日 σ_{cu} |
|-----------|--------------------------------|------|------|--------------------------------------------------|------|------|--------------------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|------------------------|
| | 7日 | 14日 | 28日 | 7日 | 14日 | 28日 | 1/10 σ_{cu} | 1/5 σ_{cu} | 1/3 σ_{cu} | 1/2 σ_{cu} | 2/3 σ_{cu} | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| MLP-30 | 1595 | 1607 | 1609 | 1898 | 1955 | 2284 | 1682 | 1662 | 1627 | 1557 | 1467 | | |
| 35 | 1616 | 1626 | 1628 | 1950 | 2054 | 2369 | 1747 | 1732 | 1725 | 1664 | 1601 | | |
| 40 | 1634 | 1646 | 1648 | 2110 | 2183 | 2491 | 1773 | 1765 | 1756 | 1725 | 1677 | | |
| MLN-30 | 1628 | 1640 | 1642 | 1847 | 1892 | 2032 | 1757 | 1702 | 1650 | 1548 | 1424 | | |
| 35 | 1638 | 1642 | 1644 | 1925 | 2096 | 2139 | 1797 | 1771 | 1740 | 1689 | 1616 | | |
| 40 | 1654 | 1663 | 1664 | 2037 | 2121 | 2221 | 1822 | 1787 | 1764 | 1743 | 1714 | | |
| MHP-30 | 1781 | 1795 | 1796 | 2011 | 2185 | 2361 | 2125 | 2096 | 2053 | 1990 | 1869 | | |
| 35 | 1797 | 1812 | 1814 | 2165 | 2266 | 2453 | 2154 | 2114 | 2097 | 2024 | 1928 | | |
| 40 | 1819 | 1833 | 1834 | 2285 | 2466 | 2659 | 2186 | 2150 | 2107 | 2048 | 1951 | | |
| MHN-30 | 1815 | 1832 | 1832 | 1918 | 2106 | 2215 | 2097 | 2054 | 1985 | 1897 | 1739 | | |
| 35 | 1829 | 1839 | 1839 | 2074 | 2159 | 2301 | 2214 | 2177 | 2156 | 2091 | 1987 | | |
| 40 | 1840 | 1860 | 1860 | 2149 | 2310 | 2432 | 2287 | 2256 | 2210 | 2148 | 2065 | | |
| SHP-30 | 1775 | 1792 | 1793 | 2003 | 2169 | 2340 | 1891 | 1866 | 1831 | 1756 | 1649 | | |
| 40 | 1814 | 1831 | 1831 | 2402 | 2517 | 2635 | 2062 | 2030 | 1971 | 1921 | 1815 | | |
| SHN-30 | 1807 | 1829 | 1830 | 1994 | 2088 | 2196 | 1963 | 1935 | 1896 | 1837 | 1743 | | |
| 40 | 1831 | 1853 | 1854 | 2204 | 2383 | 2411 | 2116 | 2085 | 2022 | 1958 | 1855 | | |

3. 静弾性係数におけるその他の性質

応力レベルと静弾性係数との関係を図4.4 2～4.4 4に示す。これは前述した圧縮応力の $1/10$ ， $1/5$ ， $1/3$ ， $1/2$ ， $2/3$ における静弾性係数をプロットしたもので、任意の応力における割線弾性係数を表わす。これらによると、応力レベルが大きくなる、すなわち圧縮破壊に近づくに従って静弾性係数の値が小さくなることを明確に示している。

造粒型と非造粒型とを比較すると、全般的に単位セメント量が大となると、つまり w/c が小さくなるに従って曲線が縦軸上方に移動する。すなわち、ある応力レベルにおける静弾性係数は、造粒型では差が大であるのに対して、非造粒型ではそれに比して差は小さい。換言すると、非造粒型ではセメント量を増大してもある応力レベルにおける静弾性係数の増加の割合が、造粒型骨材の場合よりも小さい傾向を有していることがわかる。

圧縮強度と静弾性係数との関係を図4.4 5，4.4 6に示す。これらによると、造粒型骨材と非造粒型骨材の相違が曲線の勾配に現われている。すなわち造粒型では圧縮強度が増大するに従って静弾性係数が増加するのに対して、非造粒型では圧縮強度が増大しても造粒型ほど静弾性係数は増加しないことを示している。その他に天然砂と軽砂との相違は、前者の方が曲線の勾配が急（曲率が小さい）であることに現われている。すなわち同一圧縮強度に対する静弾性係数が大きくなることを示す。

また、これら曲線よりコンクリートの許容応力（圧縮強度の $1/3$ ）における静弾性係数は表4.1 9に示すように推定される。従って普通コンクリートの同様の結果²⁾と比較すると、造粒型骨材では、軽砂の場合約70%，天然砂の場合80%，また非造粒型骨材では、軽砂の場合約65%，天然砂の場合約70%となり、軽量コンクリートの静弾性係数は相当小さい値を示していることがわかる。

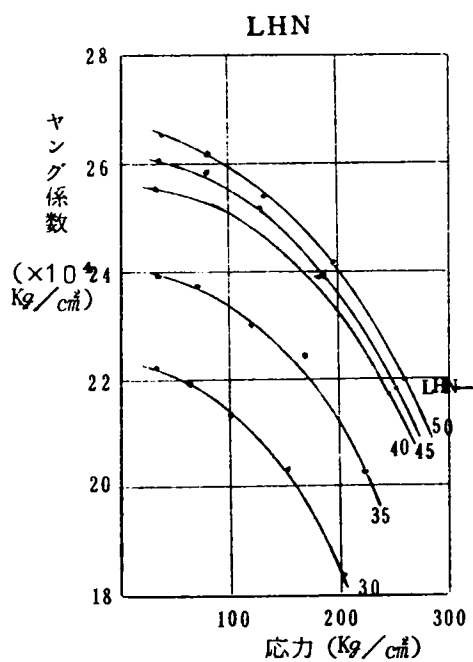
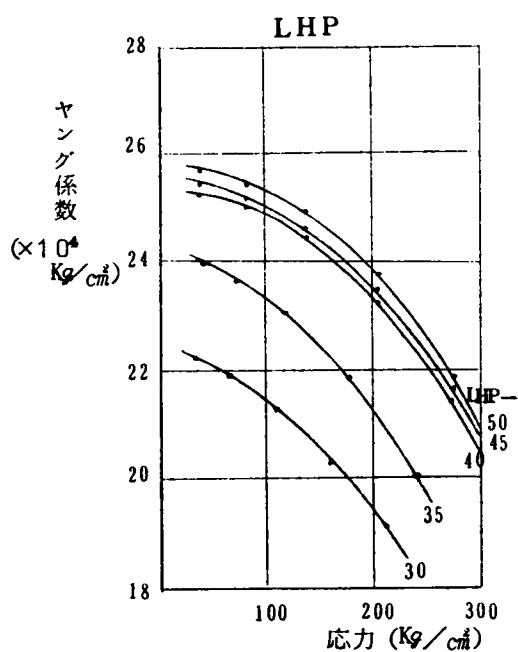
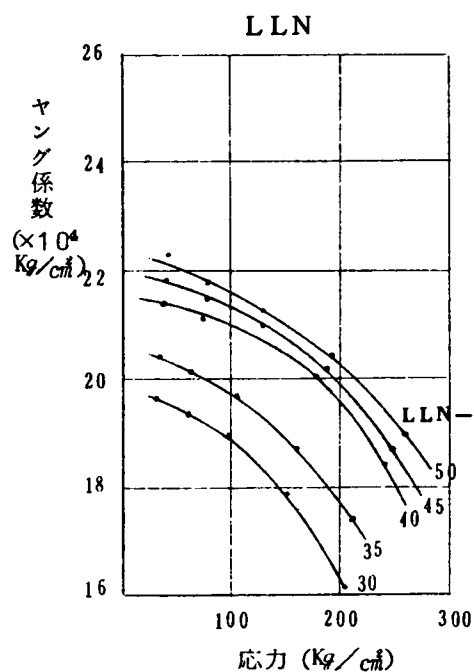
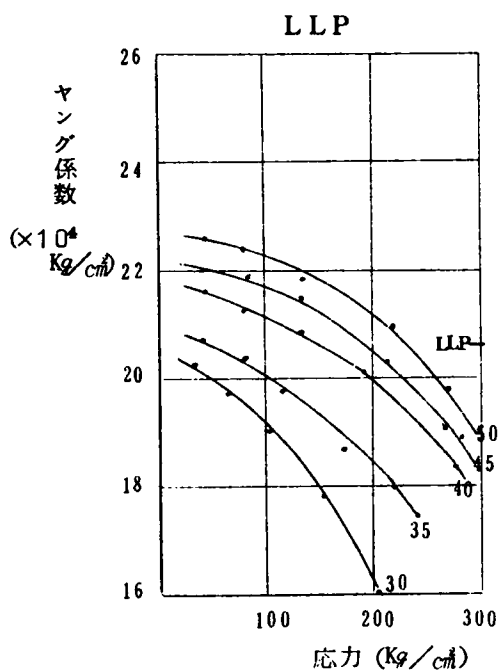


図4.4 2 応力階とヤング係数との関係 (造粒型骨材)

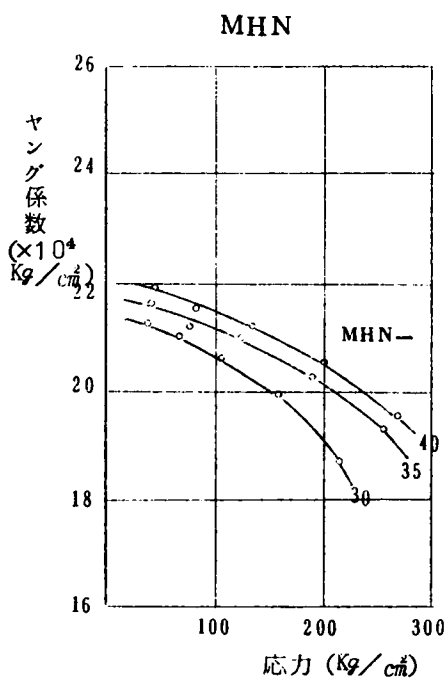
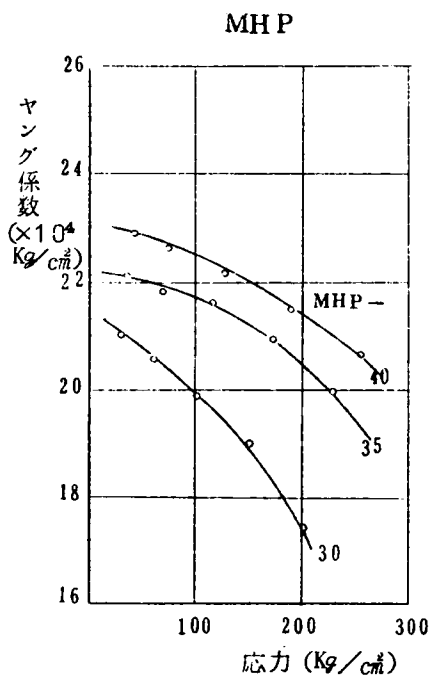
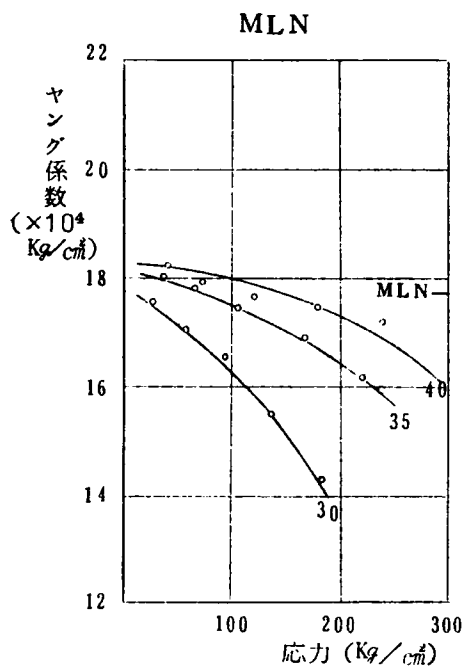
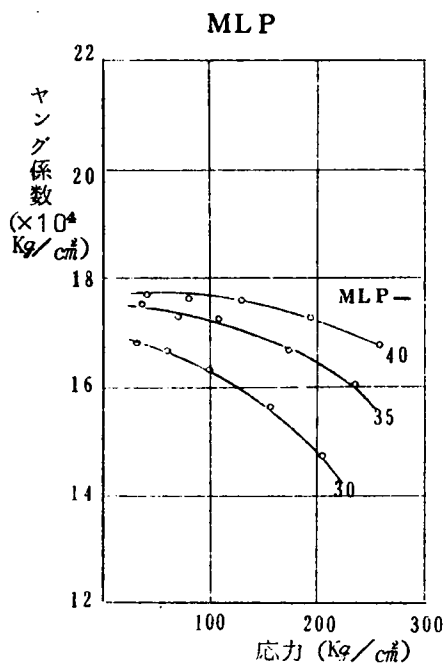


図 4.4 3 応力階とヤング係数との関係 (非造粒型骨材)

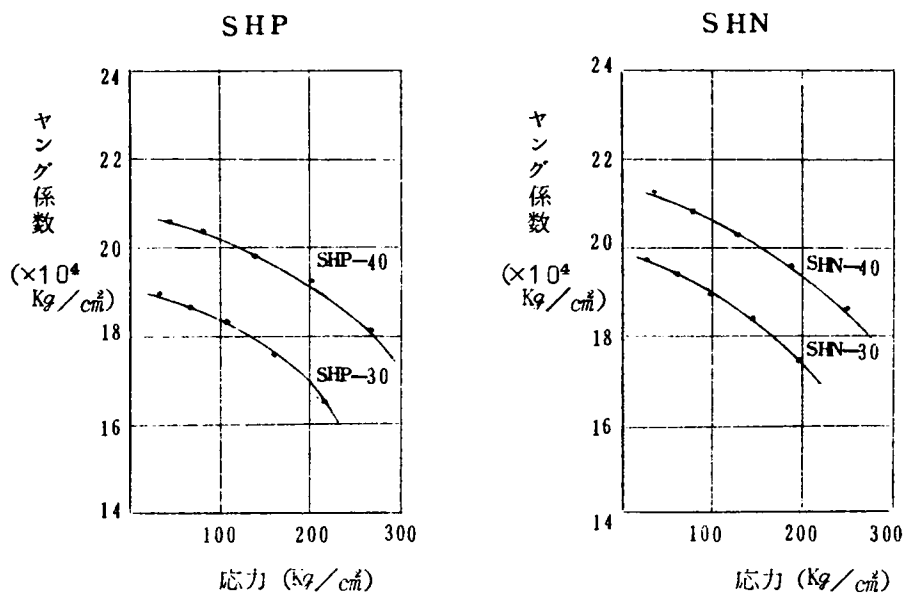


図4.4 4 応力階とヤング係数との関係（非造粒型）

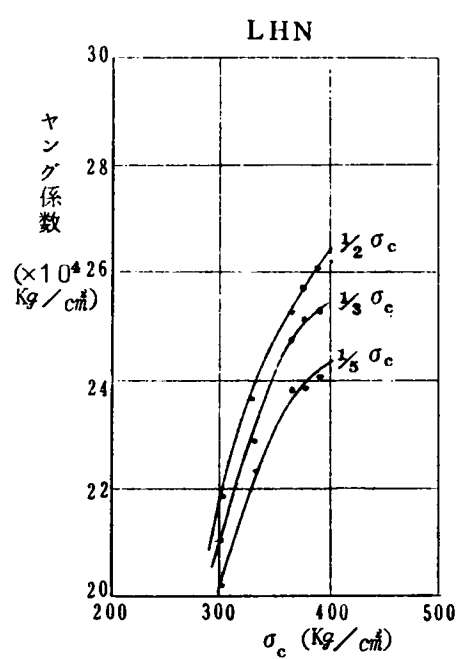
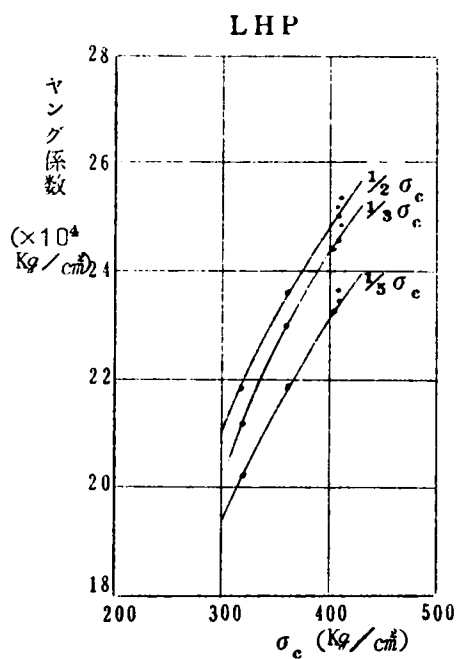
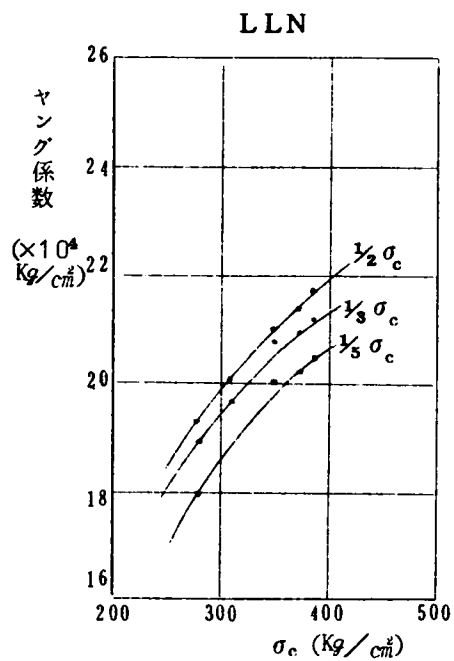
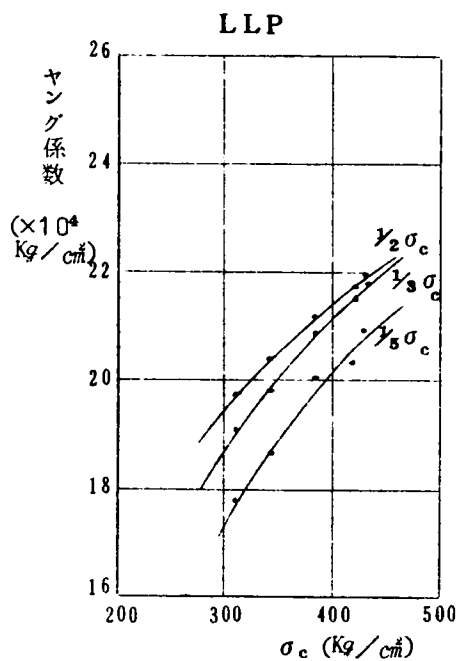


図 4.4 5 圧縮強度とヤング係数との関係 (造粒型骨材)

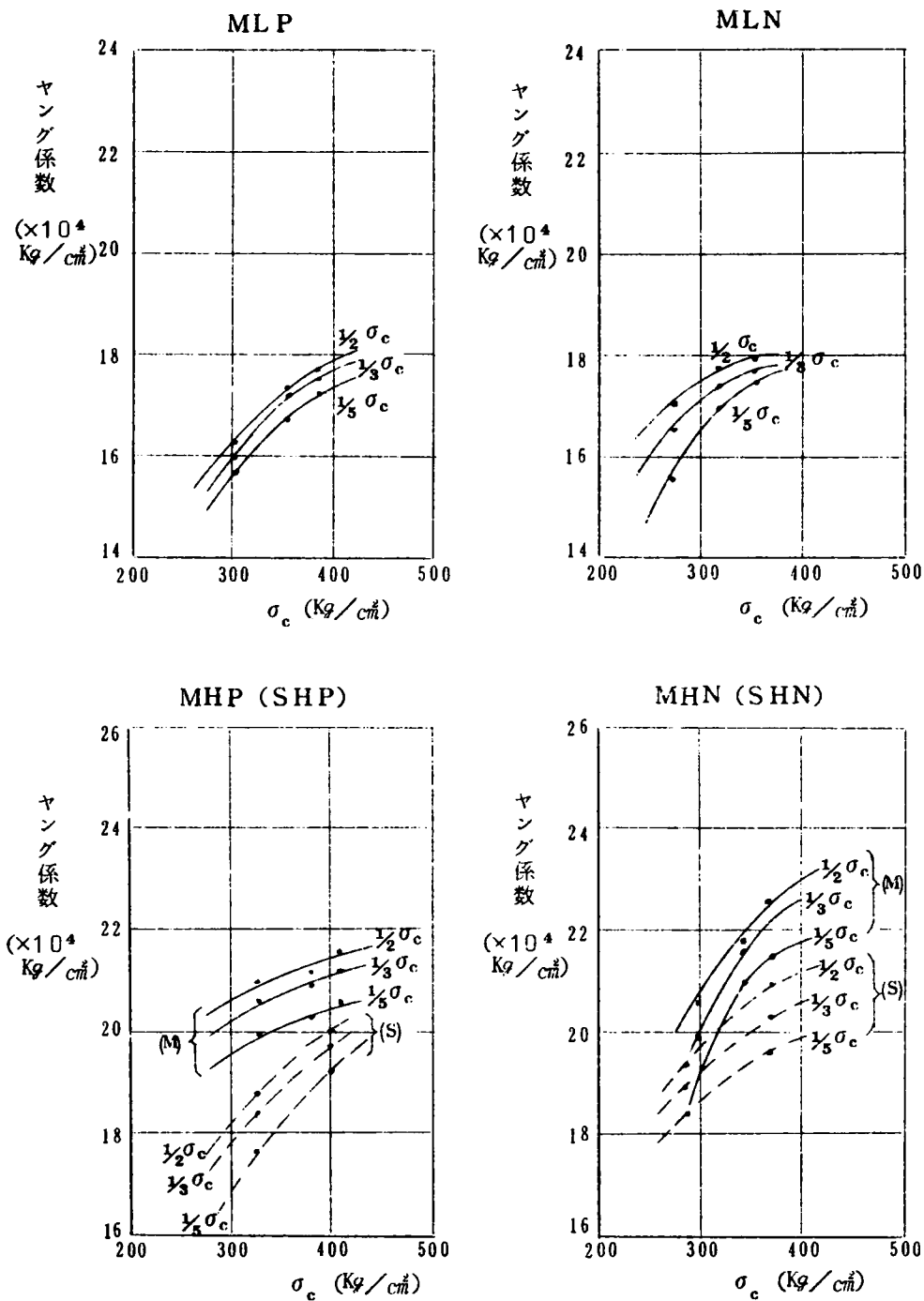


図4.46 圧縮強度とヤング係数との関係 (非造粒型骨材)

表4.19 コンクリートの許容応力に対する静弾性係数

| コンクリートの種類 | $\sigma_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ | $\sigma_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ |
|-----------|----------------------------------|----------------------------------|
| LL | $20 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ | $21 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ |
| LH | 22 " | 25 " |
| ML | 17 " | 18 " |
| MH | 20 " | 21 " |
| SH | 19 " | 20 " |
| 普通コンクリート | 27 " | 30 " |

4. 動弾性係数

材令7, 14, 28日における圧縮強度供試体による動弾性係数（縦振動による）測定結果を表4.17, 4.18に示す。圧縮強度の1/3における静弾性係数と比較すると、動弾性係数は造粒型で静弾性係数の100~120%, 非造粒型で110~140%となり、さらに、AEコンクリートはnon AEコンクリートよりも、天然砂を用いたものよりも軽砂を用いた方がいずれも両弾性係数の差が大きく現れている。

つぎに動弾性係数と圧縮強度との関係について考察する。静弾性係数と強度との間にはある種の関係があるのと同様に、動弾性係数と圧縮強度との間にもある関係が成立することが認められている。この関係が明確になれば、強度を非破壊的に知ることができるが、この関係はセメント、骨材、配合比、乾湿、試験方法等によってかなり影響される。この内試験方法としては、縦振動はダブルハンパが生じにくく、またコンクリートの乾湿の影響を直ちに受けないのでコンクリートの強度管理に適している。従って同一現場で配合、使用材料などが決定された場合、関係式を実験的に求めておけば、縦振動による動弾性係数の測定によって圧縮強度がかなり正確に推定できる。

動弾性係数 E_D と圧縮強度 σ_c との関係式としては、これまでの研究から次に示すようなものが提案されている。⁶⁾

$$E_D = K_1 \sigma_c^{1/2} \quad (4.20)$$

$$E_D = \frac{K_2}{(1-\mu)} \sigma_c^{1/2} \quad (4.21)$$

$$E_D = \{K_3 (w/c) + K_4\} \sigma_c^{1/2} \quad (4.22)$$

$$E_D = K_5 \sigma_c^{1/3} \quad (4.23)$$

$$\sigma_c = A E_D + B E_D^2 + C E_D^3 \quad (4.24)$$

ここに、 $K_1 \cdots K_5$ および A, B, C は実験定数、 μ はポアソン比である。

本試験においては上式をmodifiedして

$$E_D = A \sigma_c^B \times 10^3 \quad (4.25)$$

なる実験式にあてはまるものとして、定数 A, B を最小自乗法で求めた。これらの結果を図4.47～4.48に示す。

骨材Lについて考察すると、ある一定の圧縮強度に対して最も大きい動弾性係数を示すのは、細骨材に天然砂を使用したAEコンクリート(LHP)で、軽砂AEコンクリート(LLP)と天然砂non AEコンクリート(LHN)とはほぼ同じ関係を示し、軽砂non AEコンクリートが最小の動弾性係数を示す。定数 A, B を比較しても、LHPの A は小さく、 $\sigma_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ 以上では定数 B が大きいので、ほぼ直線的に動弾性係数が増大する。LLPとLHNは定数 A, B ともほぼ等しく、大体同じ傾向を示すが、LLNでは定数 A は他のものよりも大きい、曲線の勾配が小さく圧縮強度 σ_c が増大しても E_D はあまり増加しないことを示している。

非造粒型骨材では骨材Lの場合と同様に、圧縮強度が大きい場合の動弾性係数は)
M(S)HP, MLP, M(S)HN, MLNの順に小さくなり、また $\sigma_c : 300 \text{ kg/cm}^2$
以下ではnon AEコンクリート、それ以上ではAEコンクリートの E_D の方が大である。
また、天然砂使用の場合には圧縮強度 280 kg/cm^2 、軽砂の場合は 320 kg/cm^2
の付近で、上述の傾向の相違が現われている。

骨材LとM, Sを比較すると、前述したとおり全般的には骨材Lの方が E_D が大であり、LLPあるいはLHN, MHPは定数 A, B もほぼ等しく同じ傾向を示すことがわかる。

以上の結果より、動弾性係数 $(1.9 \sim 2.1) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ で $\sigma_c \div 250 \text{ kg/cm}^2$

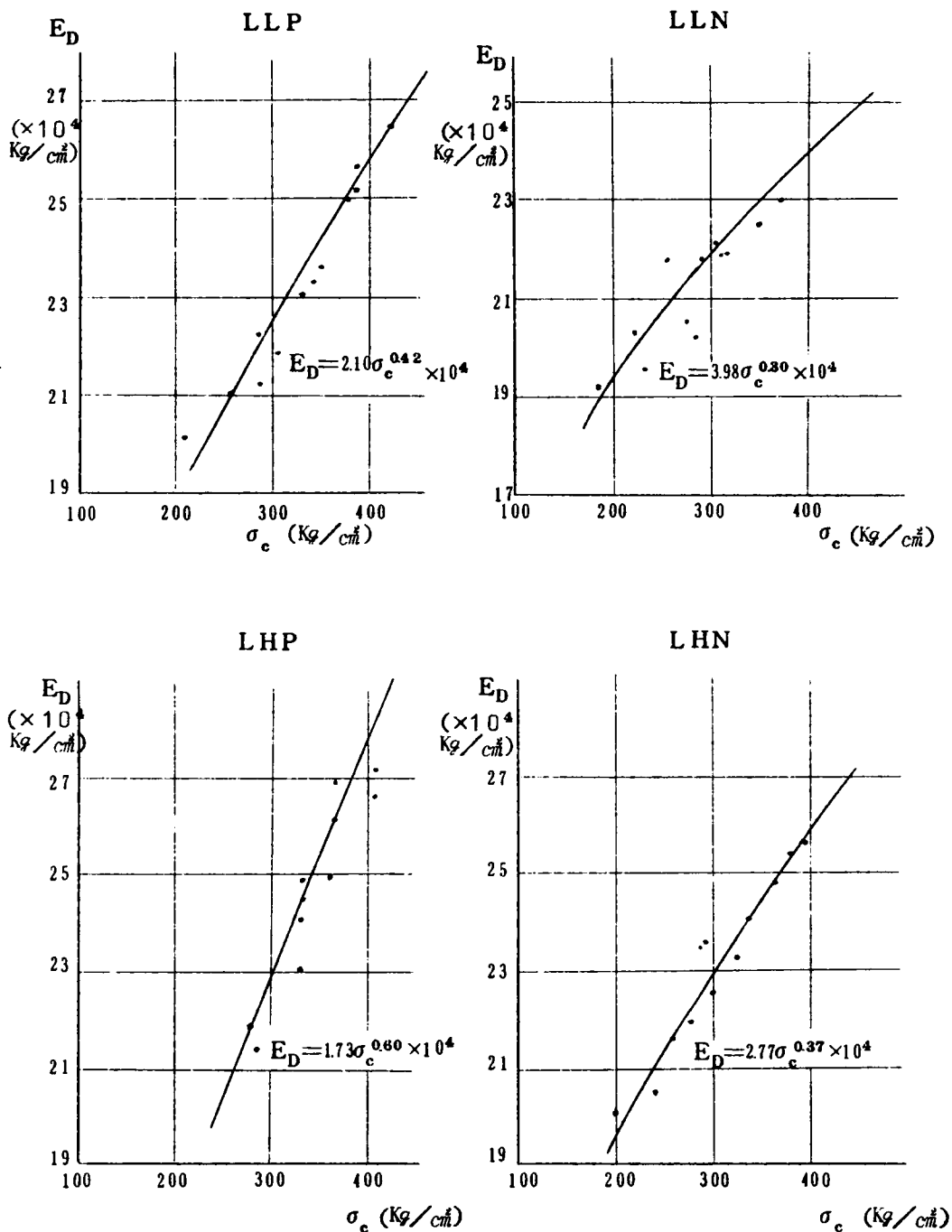


図4.4 7 圧縮強度と動弾性係数との関係（造粒型骨材）

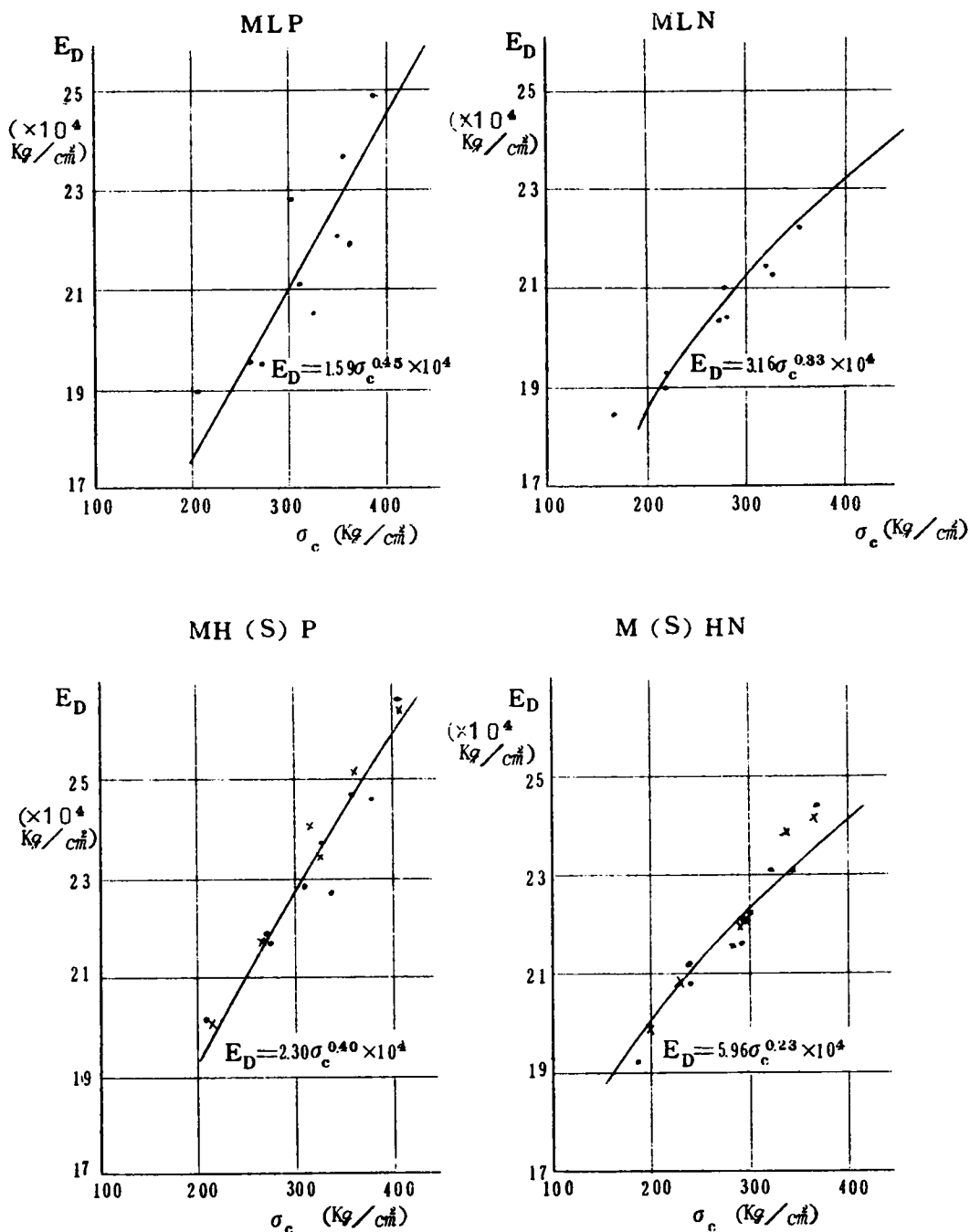


図 4.4 8 圧縮強度と動弾性係数との関係（非造粒型骨材）

$(21 \sim 23) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ で $\sigma_c \div 300 \text{ kg/cm}^2$ の関係が成立つが、とくに圧縮強度が大きくなると骨材の種類、配合によって動弾性係数に相当の差が現れるので、それらの間に一定の関係を見出すことは困難であるように考えられる。

8. 単位容積重量（比重）

本編4章においては、まだ固まらないコンクリートの単位容積重量について考察したが、本章では材令7, 14, 28日における固まったコンクリートの比重について考察する。

ここで述べるコンクリートの比重は、強度試験直前に重量を測定し、供試体の体積から計算で求めたものであるから、気乾状態の値ではない。測定結果を表4.17, 4.18に示す。材令28日について考察すると、配合とくに単位セメント量の大きさによっても異なるが、造粒型軽砂AEコンクリート（LLP）： 1610 kg/m^3 , nonAEコンクリート（LLN）： 1630 kg/m^3 , 天然砂AEコンクリート（LHP）： 1800 kg/m^3 , non AEコンクリート（LHN）： 1820 kg/m^3 程度となっている。一方、非造粒型軽砂AEコンクリート（MLP）： 1630 kg/m^3 , nonAEコンクリート（MLN）： 1650 kg/m^3 , 天然砂AEコンクリート（M(S)HP）： 1820 kg/m^3 , non AEコンクリート（M(S)HN）： 1840 kg/m^3 程度となっている。従って細骨材の種類が同じで、AE剤混入の有無による比重の差は粗骨材の種類（軽量骨材の種類）にかかわらず約 20 kg/m^3 , また細骨材に軽砂かあるいは天然砂を使用することによる差は約 200 kg/m^3 である。なお骨材の種類による単位容積重量の差はほとんど認められない。

図4.49に材令28日におけるセメント量と単位容積重量との関係を示す。これによると、セメント量の多少による単位容積重量に及ぼす影響は、細骨材に天然砂を用いるよりも軽砂を用いる方が、また、造粒型よりも非造粒型骨材の方が若干著しいようである。

図4.50には、圧縮強度の1/3における割線弾性係数と単位容積重量との関係を示す。一般に軽量コンクリートの静弾性係数は単位容積重量が大きくなれば、それにほぼ比例して大きくなるといわれているが、⁷⁾ 図4.48に示すように本試験からも大体同様のことが云えるようである。ただ骨材の種類および配合によって、静弾性係数が相当異なり、従っ

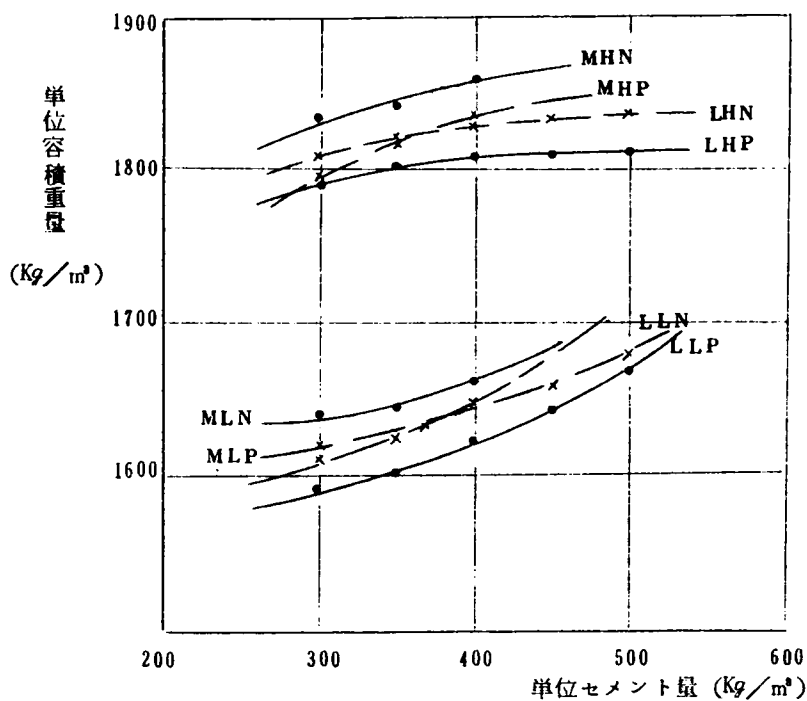


図 4.4 9 単位セメント量と単位容積重量との関係 (材令 28 日)

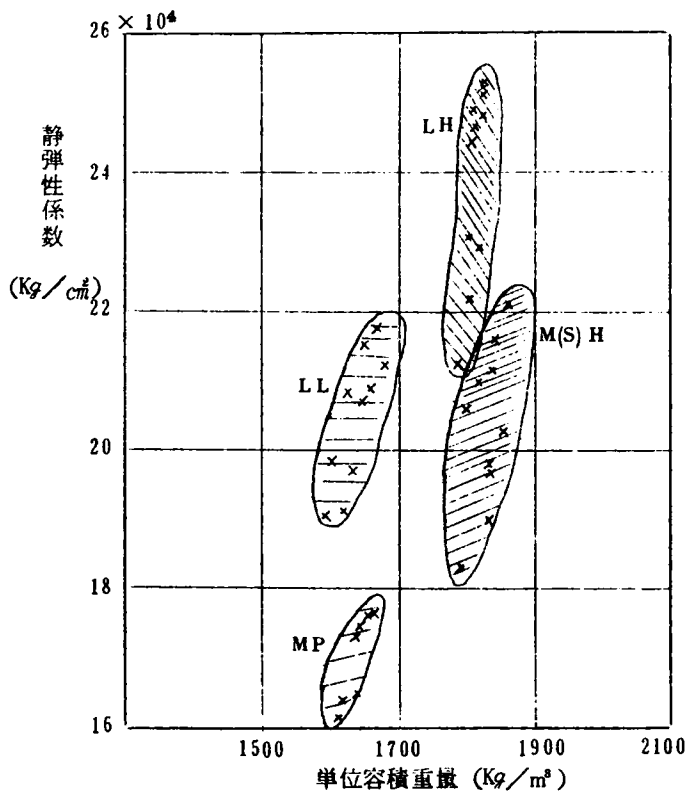


図 4.5 0 単位容積重量 (比重) と静弾性係数との関係 (材令 28 日)

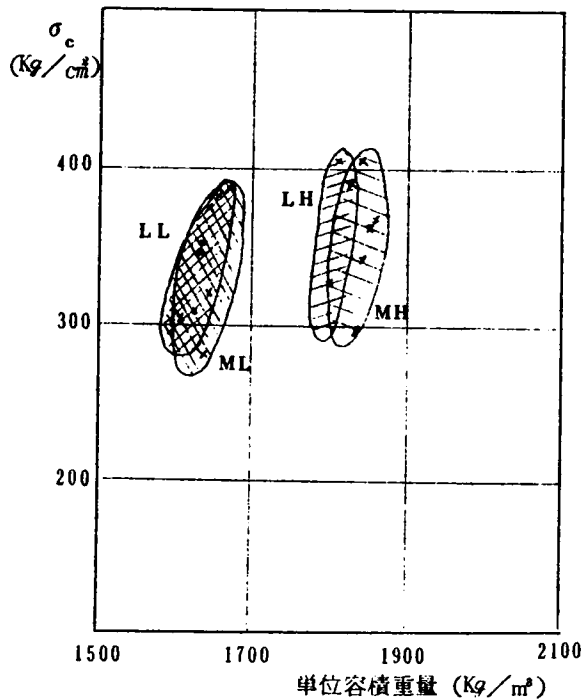


図4.5 1 圧縮強度と単位容積重量との関係

てそれらの関係を一律には推定することはできない。図には斜線で大体の範囲を示したが同じ比重に対する静弾性係数は、非造粒型骨材よりも造粒型骨材の方が、またAEコンクリートよりもnon AEコンクリートの方が大である。

つぎに圧縮強度と単位容積重量との関係を図4.5 1に示す。これによると同一単位容積重量に対する圧縮強度の差は100～150 kg/cm²の範囲にあり、一般に人工骨材以外の軽量骨材（例えば天然産軽量骨材）コンクリートでは、比重の大きいコンクリートほど圧縮強度が大きいと云われているが、本試験の範囲内ではこの現象は顕著ではない。また、これらの関係では軽量骨材の形状あるいは種類の違いによるよりはむしろ細骨材の種類すなわち天然砂を用いるか否かによる単位容積重量の差が現れてくるようである。

軽量コンクリートを部材自重の軽減を第一の目的として使用する場合には、できるだけ比重の小さいものを選ぶことが望ましいが、構造設計の立場から考えれば、強度、静弾性係数その他の性質をも併せ考慮する必要があると考えられる。

9. 軽量コンクリートの凍結融解に対する耐久性

気象作用に対する耐久性の目安として、一般に凍結融解試験の結果が参考にされている。コンクリートの凍結融解（以下凍解と略称）に対する耐久性は、セメントの種類、単位セメント量、水セメント比、骨材の種類、配合とくにAE剤の添加による連行空気量などによって影響されることが知られており、さらに軽量コンクリートの凍解に対する耐久性は、第1編軽量コンクリートの一般的性質の項で概説したとおり、普通コンクリートに比してかなり劣ることが認められている。

凍解試験方法は、水中急速凍結融解（ASTM-C290）、急速空中凍結水中融解（ASTM-C291）、水中緩速凍結融解（ASTM-C292）、緩速空中凍結水中融解（ASTM-C310）などがそれぞれASTMに規定されているが、現在のところJISの規定はない。これらのうち耐久性試験として広く利用されているのは水中急速凍結融解試験であるが、この試験方法はコンクリートに対して極めて苛酷な作用をおよぼす。従ってこの試験方法によるコンクリートの耐久性が、たとえ劣っていたとしても、比較的温暖な気象条件である西日本の大部分の地方ではこの種コンクリートの使用は可能であると考えられる。

本試験はASTM-C290-61Tに準じた水中急速凍結融解試験によって、軽量コンクリートの凍解に対する耐久性を比較せんとするものである。

使用した骨材は、前章までに述べた造粒型ライオナイト（L）、非造粒型メサライト、セライト（M、S）に造粒型ジョーライト（J、焼成フライアッシュ）および普通細粗骨材（N、吉野川産）を追加して5種類を選び、コンクリートの配合は表4.20に示すように合計13種類である。スランプは前章までの条件と同様に 5 ± 1 cm、空気量はやや多目に 5.5 ± 1.0 %とし、細粗骨材とも製造されている軽量骨材（L、M）では、細骨材に軽砂と天然砂を使用した場合について、また供試体の寸法はASTMの規定どおり

$10 \times 10 \times 40$ cmの角柱を用いた（同一配合に対し供試体数は4本）。試験装置は図4.52に示すようにブライン槽、温水槽、テスト槽の3槽よりなり、タービンによって低温ブラインと温水がテスト槽内で交互に循環し、供試体の中心温度が -17.8°C から $+4.4^{\circ}\text{C}$ となるように凍結と融解のサイクルが連続的に運転できるもので、そのサイクル速度は1サイクル2時間30～40分（凍結80～85分、融解70～75分）である（図4.53）。供試体は原則として25サイクル毎に上下の配置を規則正しく変更して、凍解

表4.20 凍結融解試験に用いたコンクリートの配合および性質

| コンクリートの種類 | 配 合 (kg/m ³) | | | | | コンクリートの性質 | | 動 弾 性 係 数 (kg/cm ²) | 重 量 (kg) |
|-----------|--------------------------|-----|------|-----|----------------|--------------|--------------|------------------------------------|-------------|
| | c | w | w/c | s/a | AE (No.202) | スラング (cm) | 空 気 量 (%) | | |
| LLP-3 | 300 | 142 | 47.4 | 42 | 0 | 4.8 | 7.00 | 237,000 | 6,596 |
| LLP-4 | 400 | 149 | 37.3 | 38 | 0.5A | 5.6 | 6.38 | 254,100 | 6,739 |
| LHP-3 | 300 | 137 | 45.7 | 40 | 0.5A | 5.8 | 6.60 | 280,600 | 7,369 |
| LHP-4 | 400 | 144 | 36.0 | 36 | 1.9A | 4.6 | 5.60 | 297,100 | 7,473 |
| MLP-3 | 300 | 147 | 49.0 | 42 | 1.0A | 6.0 | 5.98 | 186,600 | 6,854 |
| MLP-4 | 400 | 154 | 38.5 | 38 | 2.4A | 6.5 | 5.55 | 202,100 | 6,987 |
| MHP-3 | 300 | 141 | 47.0 | 40 | 1.5A | 6.8 | 7.45 | 224,800 | 7,568 |
| MHP-4 | 400 | 149 | 37.3 | 36 | 3.5A | 6.7 | 6.69 | 227,600 | 7,419 |
| SHP-3 | 300 | 140 | 46.7 | 40 | 1.4A | 6.2 | 6.84 | 230,500 | 7,384 |
| SHP-4 | 400 | 147 | 36.8 | 36 | 3.0A | 5.6 | 5.81 | 239,500 | 7,589 |
| JHP-3 | 300 | 137 | 45.7 | 38 | 0.35A | 6.6 | 5.66 | 284,700 | 7,911 |
| NP-3 | 300 | 129 | 43.0 | 38 | 0.35A | 6.0 | 4.76 | 429,000 | 10,137 |
| NP-4 | 400 | 138 | 34.5 | 34 | 1.30A | 6.5 | 4.68 | 437,500 | 10,152 |

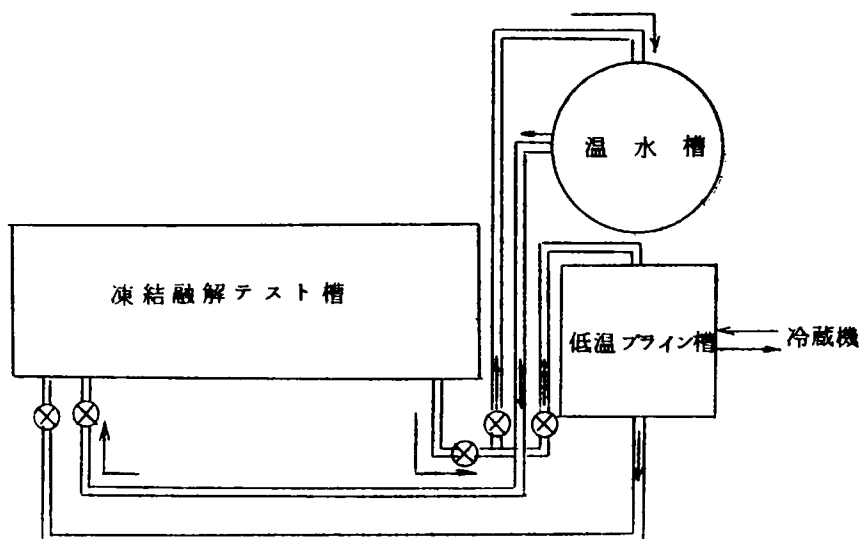


図 4.5 2 凍結融解試験装置

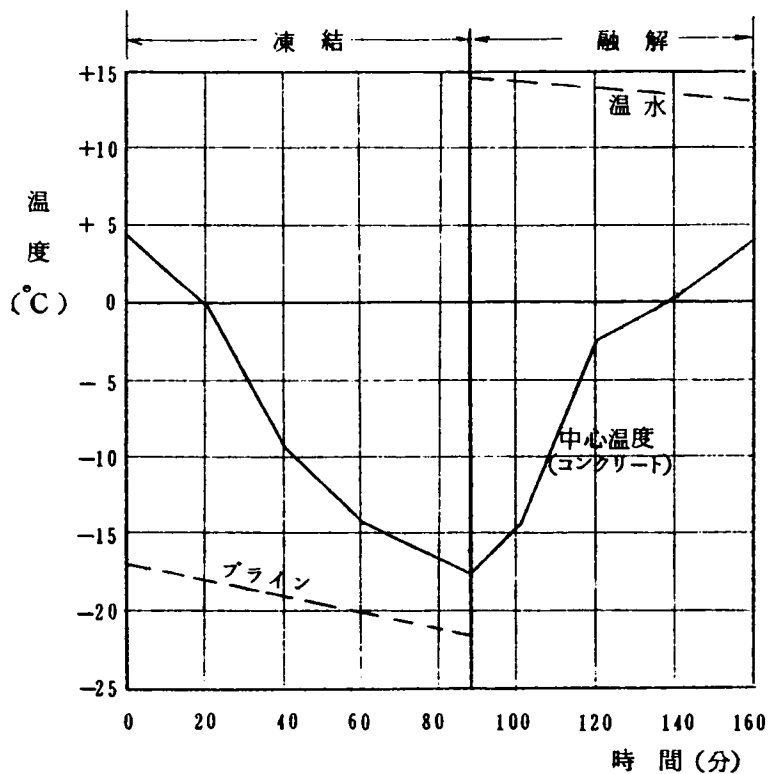


図 4.5 3 凍解テスト槽におけるコンクリート供試体中心温度

の条件が等しくなるようにした。測定は凍解開始前と凍解 25 サイクル（軽量コンクリートにおいては、25 サイクルまで 6 サイクル毎とした）毎にソニック法によってたわみ共振周波数を求め、JIS-A1127 あるいは ASTM-C215 によって動弾性係数あるいは相対動弾性係数を求めた。

本試験に使用したコンクリートの性質を表 4.20 に、また凍解に対する抵抗性試験結果を図 4.54 に示す。

図 4.54 より、全般的にみて軽量コンクリートの凍解に対する耐久性は、普通コンクリートに比して劣ることがわかる。細粗骨材とも軽量骨材を使用した場合には、非造粒型骨材 (M) を用いたコンクリートの耐久性は極端に劣り、20 サイクル以内に相対動弾性係数が 50 % 以下に低下する。一方造粒型骨材 (L) は比較的耐久性に優れ、300 サイクルにおける相対動弾性係数は 65 ～ 80 % となる。細骨材に天然砂を用いるとやや耐久性は向上するが、非造粒型骨材の場合では、相対動弾性係数が 50 % となるサイクル数は骨材 M で 25 サイクル以内となり、耐久性が改善されたとは言い難い。造粒型骨材 (L) においては、300 サイクルで相対動弾性係数が 75 ～ 85 % となり、やや耐久性が改善されることが認められた。ただし同じ造粒型でも焼成フライアッシュ (J) の耐久性は良好であるとは言い難く、骨材 L と M のほぼ中間の耐久性を示し、100 サイクル程度で相対動弾性係数が 50 % となる。なお骨材 J については配合 1 種類の結果であり、資料が少ないのでこれ以上詳しい考察を行なうことは、ここでは差し控えることにする。

単位セメント量としては 300 kg/m^3 、 400 kg/m^3 の 2 種類を選んだが、単位セメント量が多いほど耐久性が大となる傾向が見られる。非造粒型の場合は、セメント量を増やしても耐久性はほとんど改善されないが、造粒型骨材 L では、細骨材に軽量あるいは普通砂いずれの場合も相対動弾性係数で約 10 % 程度耐久性が改善される。

表 4.21 には各コンクリートの耐久性指数を示す。この耐久性指数は次式で計算される。

$$DF = \frac{PN}{M} \quad (4.26)$$

ここに、DF：供試体の耐久性指数 (Durability Factor)

P：N サイクルにおける相対動弾性係数 (%)

N：P が 60 % になったときの凍解サイクル数、また P が試験終了までに 60 % にならないときは 300 (または 200, 100)

M：示方された凍解サイクル数 (通常は 300, 200, 100)

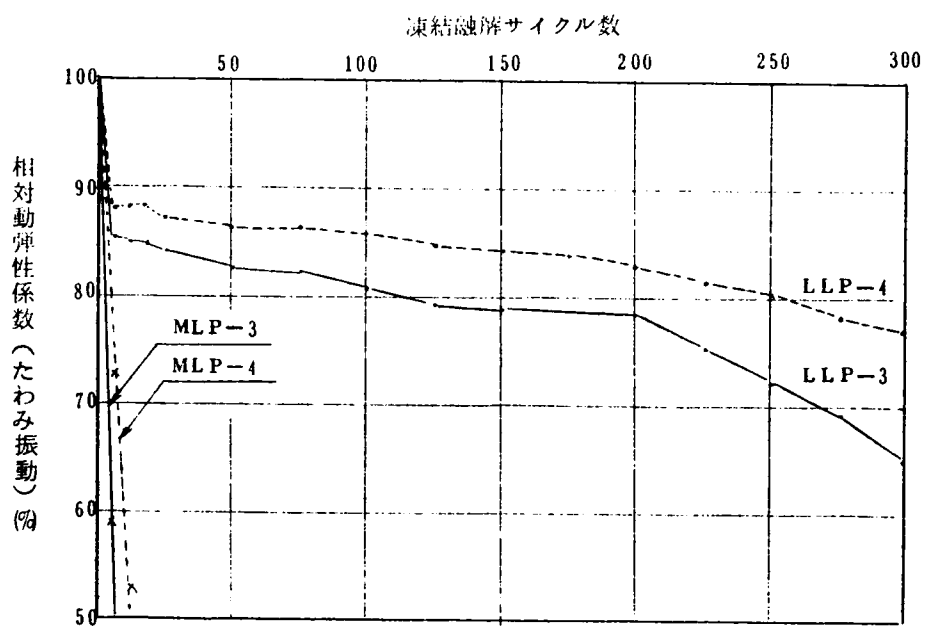
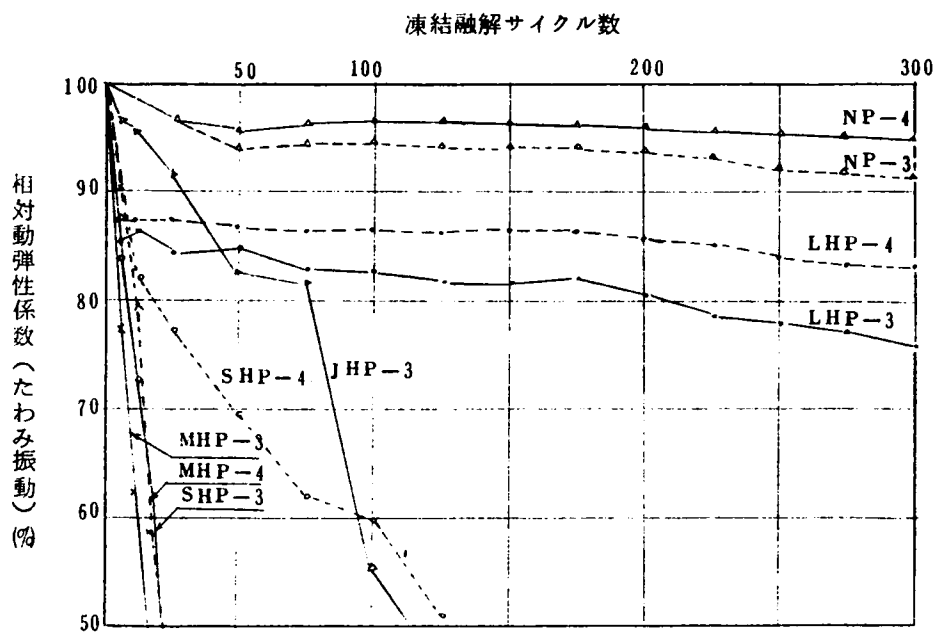


図4.5.4 凍結融解に対する抵抗性試験結果

表4.21 耐 久 性 指 数

| コンクリートの種類 | 相対動弾性係数60%におけるサイクル数 | 200サイクルにおける相対弾性係数(%) | 300サイクルにおける相対弾性係数(%) | DF (耐久性指数) | |
|-----------|---------------------|----------------------|----------------------|------------|---------|
| | | | | 200サイクル | 300サイクル |
| L LP-3 | — | 78.2 | 64.5 | 78.2 | 64.5 |
| L LP-4 | — | 82.6 | 76.8 | 82.6 | 76.8 |
| L HP-3 | — | 80.2 | 75.8 | 80.2 | 75.8 |
| L HP-4 | — | 85.9 | 83.2 | 85.9 | 83.2 |
| M LP-3 | 6 | — | — | 1.8 | 1.2 |
| M LP-4 | 10 | — | — | 3.0 | 2.0 |
| M HP-3 | 12 | — | — | 3.6 | 2.4 |
| M HP-4 | 18 | — | — | 5.4 | 3.6 |
| S HP-3 | 18 | — | — | 5.4 | 3.6 |
| S HP-4 | 96 | — | — | 28.8 | 19.2 |
| J HP-3 | 95 | — | — | 28.5 | 19.0 |
| NP-3 | — | 93.7 | 91.4 | 93.7 | 91.4 |
| NP-4 | — | 95.8 | 95.0 | 95.8 | 95.0 |

示方された凍解サイクル数が200および300の場合の耐久性指数は、普通コンクリートで91～96であるのに対して、造粒型骨材Lで細骨材に軽砂を用いたもの65～83，天然砂を用いた場合76～86である。しかし非造粒型骨材を用いたものは骨材Mで6以下，骨材Sで30以下となり，凍解に対する耐久性が非常に小さいことがわかる。

以上の結果より，軽量コンクリートの凍解に対する耐久性は普通コンクリートに比して相当劣ることが認められているが，骨材による耐久性の差が相当大きく，とくに造粒型骨材の場合は普通コンクリートよりもやや劣る程度であることが確かめられた。この原因としては，山崎氏⁸⁾も指摘しているように，骨材の形状によるよりはむしろ骨材の吸水率の影響が大きく，その他に軽量骨材の原料も若干影響するように推察される。なお本試験においては，連行空気量を $5 \pm 1\%$ と一定にしたが，空気量をさらに増加した場合については不明であり，また第1編で紹介したKlieger氏⁹⁾らの実験による，気乾骨材を使用することによって凍解に対する耐久性が向上するという興味深い事実を確かめるまでには至って

いない。その他気象条件による以外の耐久性，たとえば海水や化学薬品に対する耐久性については現在試験中で，本論文にはその結果を述べるができない。

普通コンクリートに比して軽量コンクリートことに非造粒型骨材を用いたコンクリートの耐久性は極端に劣るが，前述したとおり水中急速凍解試験が極めて苛酷な影響をコンクリートに与えることを考慮し，さらに連行空気量を増加したり，施工を入念に行なうならば，温暖な地方でのこの種コンクリートの使用を妨げるものではないと考えられる。

10. 乾燥収縮

人工軽量骨材の乾燥収縮は，使用する軽量骨材の種類あるいは配合によって相当異なるばかりでなく，試験時の乾燥度，供試体の断面寸法などによってもかなり影響されることが知られている。軽量コンクリートの乾燥収縮を普通コンクリートのそれと比べると，各研究者によって相当広い範囲にあるが，全般的には軽量コンクリートの方がやや大きいとするものの方が多いようである。

本試験においては，人工軽量骨材の種類および配合（単位セメント量とAE，nonAE）による乾燥収縮ひずみの差異，普通コンクリート²⁾と軽量コンクリートの乾燥収縮ひずみの相違，単位セメントペースト量当りの乾燥収縮などについて，実験結果をもとに考察を加える。

乾燥収縮ひずみの測定には $10 \times 10 \times 40$ cmの供試体を使用し，1配合のコンクリートについて供試体を4本ずつ製作した。ひずみの測定は，検長10インチの測定用プラグをコンクリート打設時供試体の両サイドにそれぞれ1ヶ所ずつ設置し，恒温室（ $20^\circ\text{C} \pm 2 \text{ deg}$ ，R.H. $50 \pm 5\%$ ）中で材令1日よりフーゲンベルガー型ひずみ計でひずみ度 10^{-5} まで測定した。乾燥収縮ひずみと材令との関係を図4.55～4.64に示す。またこれらの曲線は双曲線と見做することができるので，この双曲線を（4.27）のように

$$St = \frac{t}{A+Bt} \quad (4.27)$$

ここに，St：材令t週における乾燥収縮ひずみ（ $\times 10^{-5}$ ）

A, B：実験定数 t：材令（週）

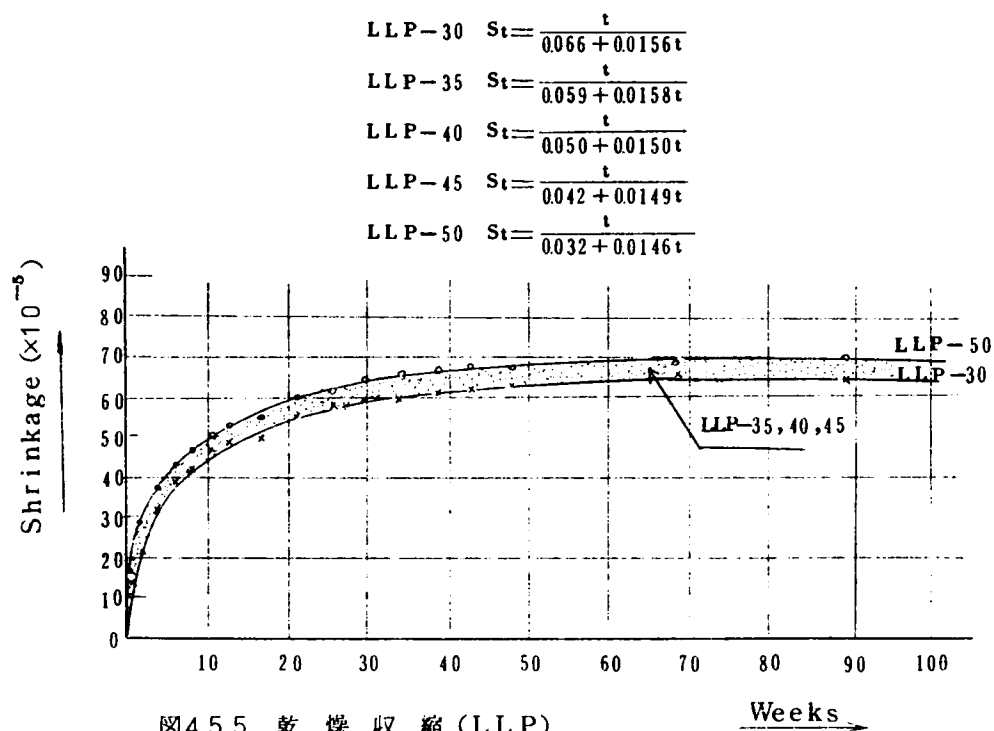


图4.55 干燥收缩 (LLP)

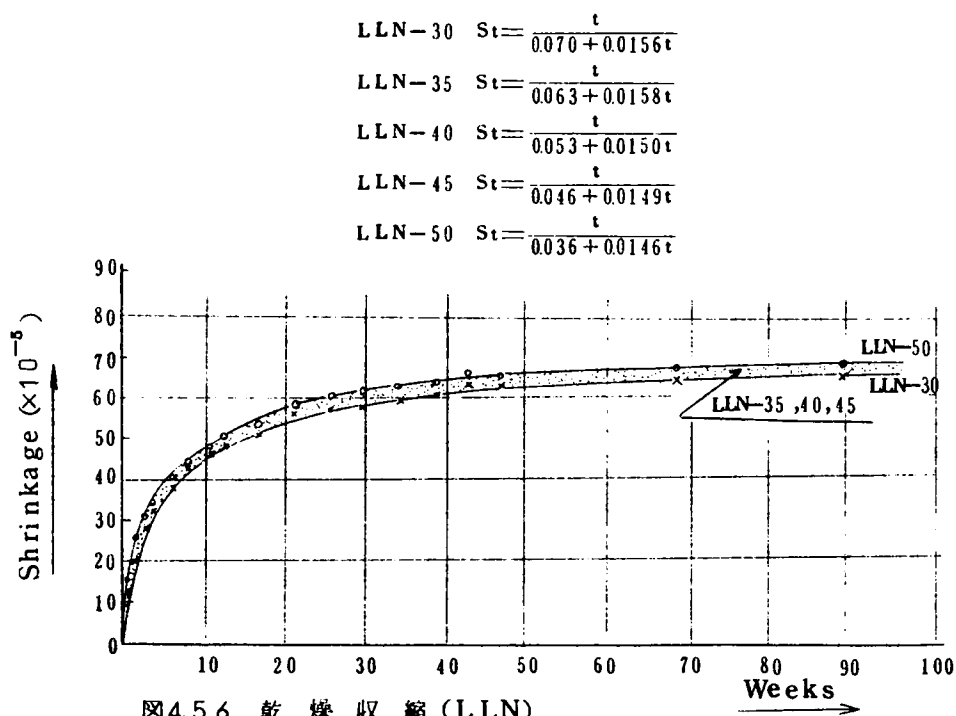
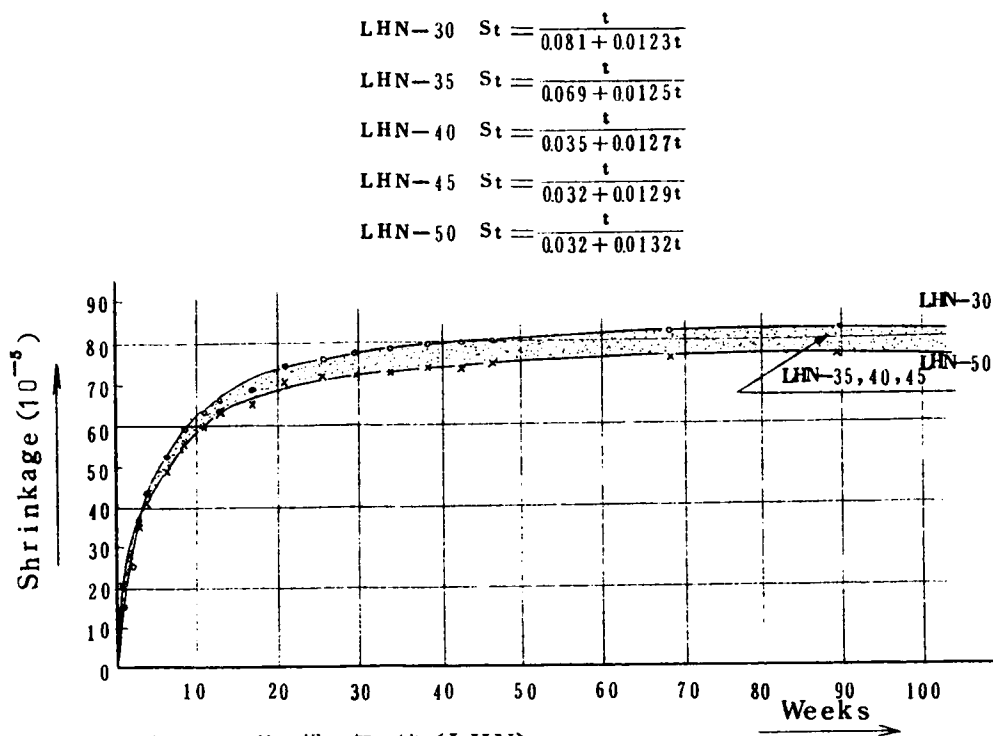
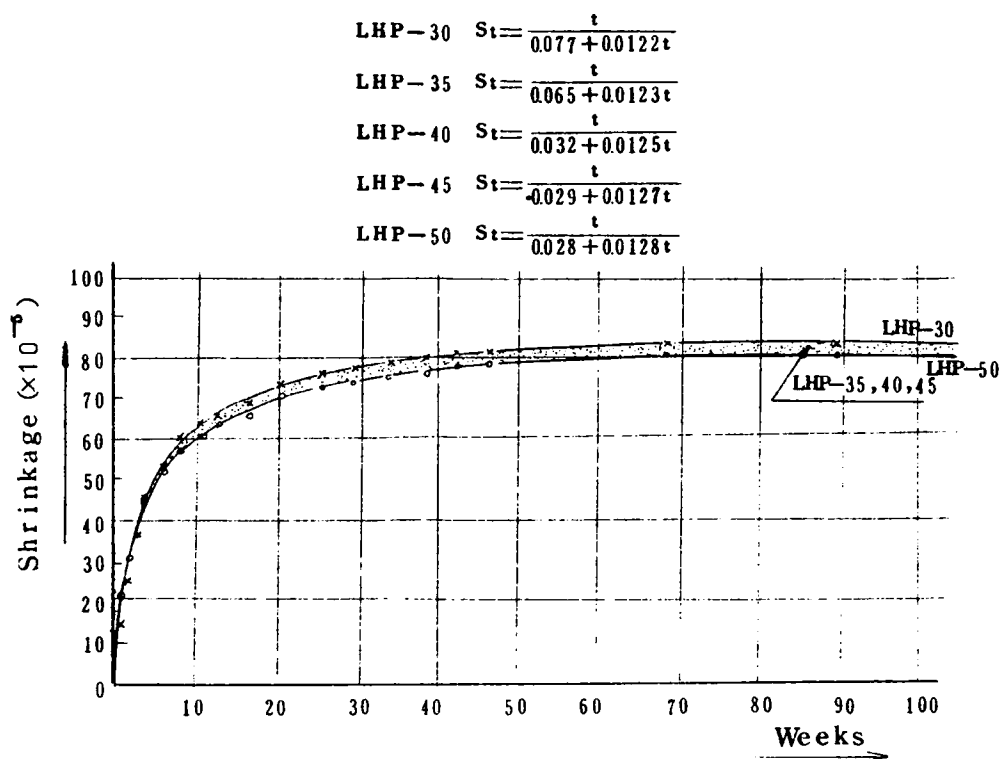


图4.56 干燥收缩 (LLN)



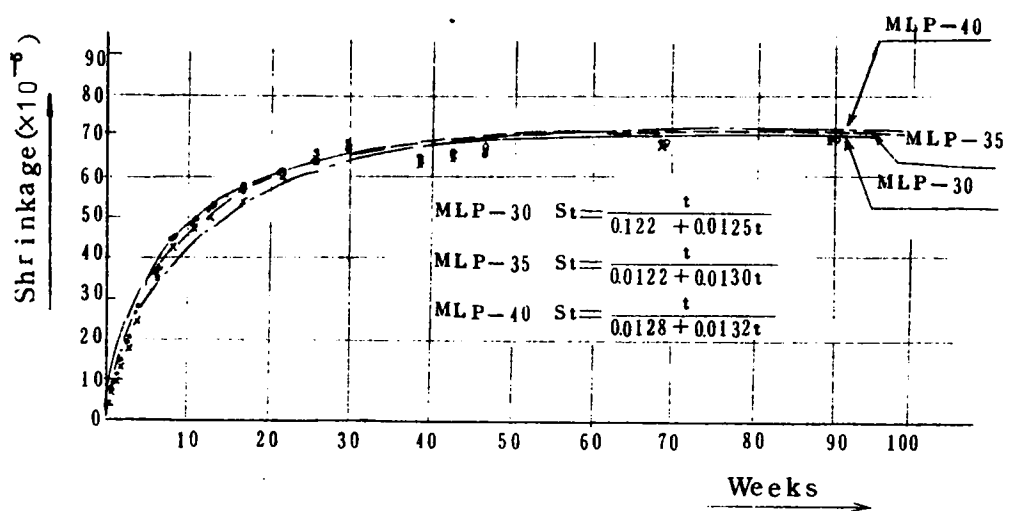


圖4.5 9 乾 燥 收 縮 (MLP)

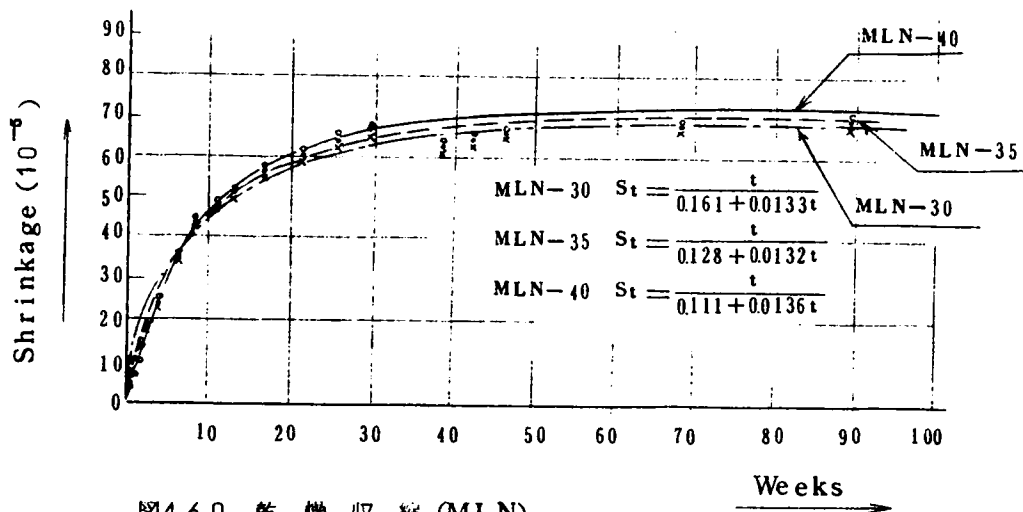


圖4.6 0 乾 燥 收 縮 (MLN)

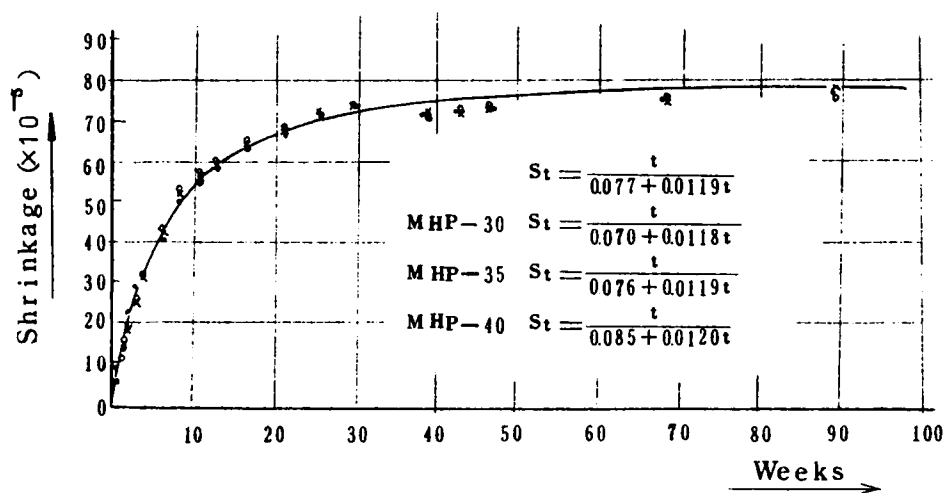


圖4.61 乾燥收縮 (MHP)

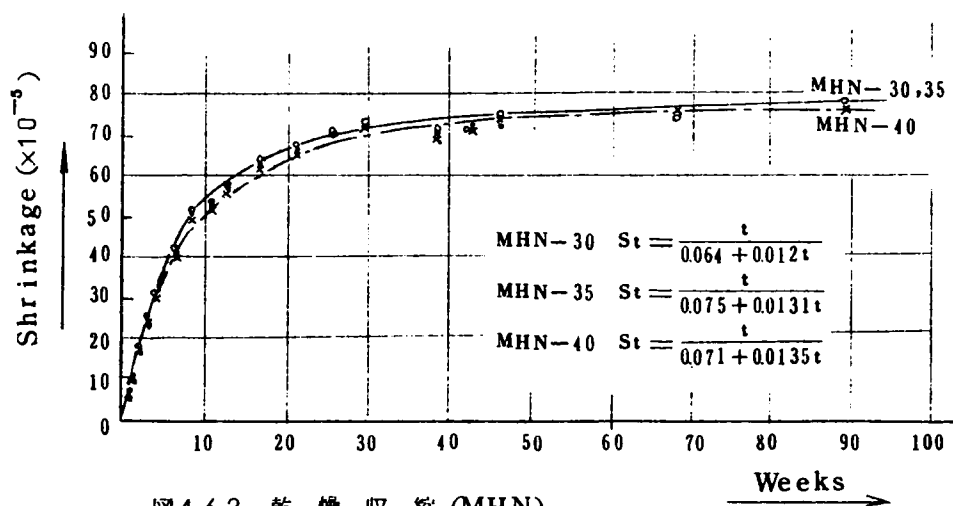


圖4.62 乾燥收縮 (MHN)

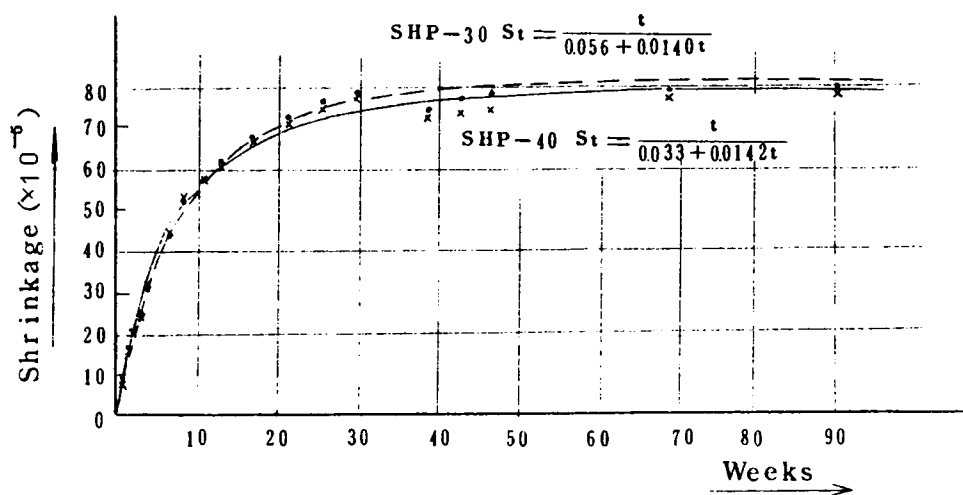


圖4.6 3 乾 燥 收 縮 (SHP)

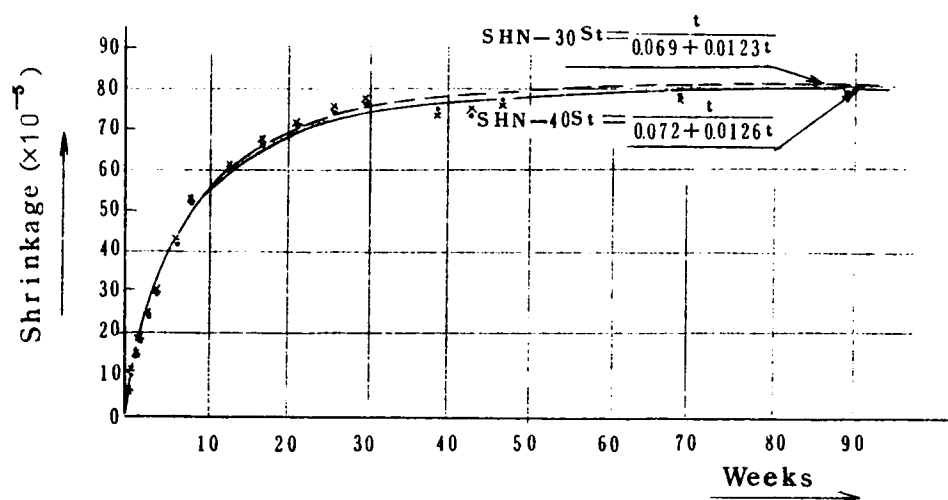


圖4.6 4 乾 燥 收 縮 (SHN)

表 4.2 2 乾燥収縮実験定数A, B最終収縮量Smおよび単位セメント
ペースト量当りの収縮

| コンクリートの種類 | A | B | S_m ($\times 10^{-3}$) | セメントペースト量P (m^3/m^3) | $\frac{S_m}{P}$ |
|-----------|----|-------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------|
| LLP-40 | 30 | 0.066 | 64.10 | 0.302 | 21.23 |
| | 35 | 0.059 | 63.29 | 0.317 | 19.97 |
| | 40 | 0.050 | 66.67 | 0.335 | 19.90 |
| | 45 | 0.042 | 67.11 | 0.354 | 18.96 |
| | 50 | 0.032 | 68.49 | 0.386 | 17.74 |
| LLN-40 | 30 | 0.070 | 61.73 | 0.285 | 21.66 |
| | 35 | 0.063 | 62.11 | 0.302 | 20.57 |
| | 40 | 0.053 | 62.89 | 0.317 | 19.84 |
| | 45 | 0.046 | 63.69 | 0.337 | 18.90 |
| | 50 | 0.036 | 65.79 | 0.354 | 18.58 |
| LHP-40 | 30 | 0.077 | 81.97 | 0.287 | 28.56 |
| | 35 | 0.065 | 81.30 | 0.305 | 26.66 |
| | 40 | 0.032 | 80.00 | 0.330 | 24.24 |
| | 45 | 0.029 | 78.74 | 0.353 | 22.31 |
| | 50 | 0.028 | 78.13 | 0.391 | 19.98 |
| LHN-40 | 30 | 0.081 | 81.30 | 0.279 | 29.14 |
| | 35 | 0.069 | 80.00 | 0.291 | 27.49 |
| | 40 | 0.035 | 78.74 | 0.312 | 25.24 |
| | 45 | 0.032 | 77.52 | 0.332 | 23.35 |
| | 50 | 0.032 | 75.76 | 0.357 | 21.22 |
| MLP-35 | 30 | 0.122 | 80.00 | 0.300 | 26.67 |
| | 35 | 0.122 | 76.92 | 0.317 | 24.26 |
| | 40 | 0.128 | 75.76 | 0.336 | 22.55 |
| MLN-35 | 30 | 0.161 | 75.19 | 0.284 | 26.48 |
| | 35 | 0.128 | 75.76 | 0.302 | 25.09 |
| | 40 | 0.111 | 73.53 | 0.322 | 22.84 |
| MHP-35 | 30 | 0.070 | 84.75 | 0.296 | 28.63 |
| | 35 | 0.076 | 84.03 | 0.313 | 26.85 |
| | 40 | 0.085 | 83.33 | 0.340 | 24.51 |
| MHN-35 | 30 | 0.064 | 78.74 | 0.282 | 27.92 |
| | 35 | 0.075 | 76.34 | 0.297 | 25.70 |
| | 40 | 0.071 | 74.07 | 0.314 | 23.59 |
| SHP-40 | 30 | 0.056 | 71.43 | 0.300 | 22.81 |
| | 40 | 0.053 | 70.42 | 0.334 | 21.09 |
| SHN-40 | 30 | 0.069 | 81.30 | 0.279 | 29.14 |
| | 40 | 0.072 | 79.37 | 0.314 | 25.28 |
| N-40 | 29 | 0.031 | 83.33 | 0.275 | 30.26 |
| | 34 | 0.032 | 91.74 | 0.292 | 31.37 |
| | 40 | 0.027 | 96.15 | 0.324 | 29.65 |
| PS-45 | 35 | 0.033 | 82.64 | 0.280 | 29.48 |
| | 45 | 0.028 | 89.29 | 0.319 | 28.03 |

おき、最小自乗法によって実験定数A, Bを求めた。表 4.2 2に実験式(4.2 7)における各定数と最終推定収縮ひずみ S_m を示す。

これによると、全般的に造粒型骨材よりも非造粒型骨材を用いた場合の方が収縮ひずみは大きく、また軽量コンクリートの収縮ひずみは同程度の配合を有する普通コンクリートよりも若干小さく現われることがわかる。定数A, すなわち初期材令における曲線の立ち上りは、普通コンクリートが最も急(Aの値が小さい)で、以下造粒型、非造粒型骨材の順に緩やかになる。非造粒型骨材を用いたコンクリートの収縮ひずみ曲線の材令初期における立ち上りが緩やか(Aの値が大きい)であるのは、骨材の吸水率が他のものよりも大であるので、骨材中の水分が徐々に発散するため初期における収縮が小さく、長期に至るまで収縮量の増加が持続し、かつ最終収縮ひずみそのものは普通コンクリートと同程度になるものと考えられる。

造粒型骨材についてさらに詳しく考察すると、細骨材に軽量砂を用いる場合には、AEコンクリート(LLP), non AEコンクリート(LLN)いずれにおいてもセメント量が増加するに従って収縮ひずみは増加する。一方細骨材に天然砂を用いる(LH)と、AE, non AEコンクリートにかかわらず、セメント量が増加するにつれて収縮ひずみは減少する。また、細骨材の種類すなわちLLとLHとを比較すると、LHの方が $10 \sim 20 \times 10^{-5}$ 程度、収縮ひずみが大きく現われている。non AEコンクリートとAEコンクリートを比較すると、前者の方がやや収縮ひずみが小さいようである。同程度の配合を有する普通コンクリートの収縮ひずみと比較すると、細粗骨材とも軽量骨材を用いたときは普通コンクリートの約80%, 細骨材に天然砂を用いると90~100%となる。従って細骨材に天然砂を用いると普通コンクリートと同程度もしくは若干小さい乾燥収縮を呈するが、軽量砂を用いると収縮ひずみが小さくなることが推察できる。

非造粒型骨材の場合も、造粒型とほぼ同様の傾向を示すが、セメント量が配合および骨材の組み合わせについてそれぞれ3種類であるので詳細な考察は差し控える。

六車氏ら¹⁰⁾は軽量コンクリートと普通コンクリートの収縮ひずみの差は、コンクリートを構成する骨材のセメントペーストの自由収縮に対する阻止作用の大小関係によるものであって、単位セメントペースト量当りの最終収縮ひずみはコンクリートの配合、水セメント比に無関係に各コンクリートについて事実上ほぼ一定であると考えてもよいとしている。さらにこの結果本質的には軽量コンクリートの方が普通コンクリートよりも収縮ひずみが大きいことを明らかにしている。本試験結果についても同様の考察を行なうため、単位セ

メントペースト量（但し空気量を含む）当りの最終収縮ひずみを求めたが、この結果を表4.22に、またセメントペースト量（ $P\text{ m}^3/\text{m}^3$ ）と S_m/P との関係を図4.65に示す。これによると、普通コンクリートの S_m/P はセメントペースト量（あるいは水セメント比）、スランプの大きさにかかわらずほぼ一定であるのに対して、軽量コンクリートは全般的に、セメントペーストの量が増加するに従って S_m/P が減少する傾向が見られる。また、軽量コンクリートにおいては、MHPの S_m/P が最も大きく、LLPあるいはLLNが最小で、その他のコンクリートは全てMHPとLLの範囲（図4.65において斜線を施した範囲）に入る。六車氏は、 P と S_m/P との関係より、コンクリートの種類、セメントペースト量にかかわらず S_m/P は一定であり、かつ軽量コンクリートの S_m/P は普通コンクリートよりも大きいことより、本質的には軽量コンクリートの収縮ひずみの方が大きいと述べている。しかし本試験結果から、 S_m/P は普通コンクリートにおいてはほぼ一定であることが確かめられたが、軽量コンクリートにおいてはセメントペーストが増加するにつれて S_m/P が減少すること、普通コンクリートよりも軽量コンクリートの方が S_m/P の値が小さいこと、軽量骨材の種類によってこの値が異なることおよび細骨材に天然砂を用いると S_m/P が大きくなることなどが明らかとなり、六車氏の結果とは相反する傾向が認められたことになる。これらの結果より、軽量コンクリートの収縮ひずみは本質的には普通コンクリートよりも小さく、かつセメント量の収縮ひずみに対する影響は普通コンクリートの場合よりもやや著しいことがわかる。

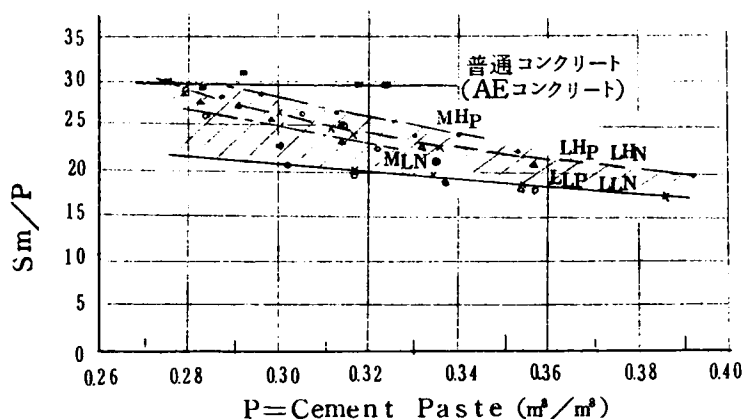


図4.65 単位セメントペースト量当りの乾燥収縮

軽量コンクリートにおいては骨材の吸水率が大きいため、セメントペーストの収縮が骨材中に含まれる水分によって緩和され、全体としては収縮ひずみが小さくなると推察される。この推定は普通コンクリートと軽量コンクリートとの収縮ひずみの差あるいは軽量砂の代りに吸水率の小さい天然砂を用いた場合の収縮ひずみによってある程度確かめられるが、これをそのまま軽量コンクリート（細粗骨材とも軽量骨材を用いた場合）に当てはめると、吸水率の大きい非造粒型骨材を用いた場合の方が収縮ひずみが小さくなる筈であるにもかかわらず、実際には吸水率の小さい造粒型骨材の方が収縮ひずみが小さくなっており矛盾する所もある。軽量コンクリートの乾燥収縮は、研究者によって収縮ひずみの大きさ、普通コンクリートとの差が相当異なる結果が報告されているが、これらは骨材の吸水率を無視した結果であって、今後は骨材特性との関連のもとに収縮特性を検討する必要がある。

なお、軽量コンクリートの収縮ひずみの特長として、初期において普通コンクリートよりも小さいことがあげられる。本試験結果からその比を推定すると造粒型で約60%、非造粒型で30~40%程度である。従ってPSコンクリートの有効張力を計算する場合などに用いられる収縮ひずみの仮定値を、普通コンクリートと同じ値にすることには若干の問題点があるように考えられる。

1 1. 結 論

本編においては、現在市販されている人工軽量骨材のうちから、その代表的なる銘柄を選び、セメントの種類、水質、コンクリート温度、水温、室温、養生および試験方法などの諸条件を全く同一にして一連の実験を行ない、人工軽量骨材コンクリートの諸性質すなわち練り混ぜ試験、強度特性、弾性的性質、凍結融解に対する耐久性、乾燥収縮などを実験的に検討した結果について詳述した。

得られた結果を要約して結論に代える。

(1) コンクリートの練り混ぜ試験結果から、同一スランプを得るに要する水量は、使用骨材の種類によっても若干の差があるが、普通コンクリートの場合よりも約10%程度単位水量を多くする必要がある、セメント量が少ない程水量増加の割合が大きくなる。まだ固まらないコンクリートの単位容積重量は、細粗骨材とも軽量骨材を用いると普通コンクリ

ートの約65%，細骨材に天然砂を使用すると約75%程度となる。また，まだ固まらないコンクリートの単位容積重量から -50 kg/m^3 が無筋コンクリートの， $+50 \text{ kg/m}^3$ が鉄筋コンクリートの単位容積重量と考えても大きな差はないものと考えられる。

(2) 人工軽量骨材コンクリートの諸強度を種々の実験式に当てはめて考察を加えたが，圧縮強度に関する限りにおいては，本質的には普通コンクリートと同程度の強度が期待できる。しかし，曲げ強度，引張強度においては，湿潤状態では普通コンクリートと同程度あるいは若干小さい程度の強度であるが，乾燥状態においては強度低下が著しいことを十分考慮しておく必要がある。

なお，コンクリート強度を推定する方法として c/w あるいは c/v と強度とが直線関係にあるとしてそれを利用したものが多いが，本試験結果から強度と c/w あるいは c/v の関係は必ずしも直線関係にはなく，むしろD・A・Abram氏の提案による実験式 $\sigma = A/B^x$ (A, B は定数， x は水セメント比)，あるいはTalbotの提案による空けき説 $\sigma = A/(1+v/c)^B$ (A, B は定数)の方が直線関係が得られやすいことが明らかとなった。両実験式による定数 A, B を圧縮強度の場合についてのみ記すと下記のとおりである。

$$\text{造粒型 AEコンクリート } \sigma_{28} = 800/8^x, \sigma_{28} = 1300/(1+v/c)^{20}$$

$$\text{nonAEコンクリート } \sigma_{28} = 650/4^x, \sigma_{28} = 900/(1+v/c)^{12}$$

$$\text{非造粒型 AEコンクリート } \sigma_{28} = 900/10^x, \sigma_{28} = 1500/(1+v/c)^{24}$$

$$\text{nonAEコンクリート } \sigma_{28} = 750/6^x, \sigma_{28} = 1100/(1+v/c)^{18}$$

軽量コンクリートの脆度係数は1.1程度であり，圧縮強度と引張強度および曲げ強度との関係は次式のようになる。

$$\text{造粒型 } \sigma_t = 0.08 \sigma_c + 5.0, \sigma_b = 0.11 \sigma_c + 11$$

$$\text{非造粒型 } \sigma_t = 0.06 \sigma_c + 7.0, \sigma_b = 0.08 \sigma_c + 14$$

(3) コンクリートの曲げ引張許容応力度すなわち圧縮強度の1/3における割線弾性係数は，全般的に造粒型骨材を用いた方が大きく，また細骨材に天然砂を用いると弾性係数がやや増加する。人工軽量骨材コンクリートの弾性係数は，造粒型骨材で普通コンクリートの70～80%，非造粒型骨材で65～70%程度となり，軽量コンクリートの弾性係数

は相当小さい値を示すことがわかる。また、軽量コンクリートの弾性係数はコンクリートの比重が増大するにつれて大きくなる傾向がみられる。

(4) 水中急速凍結融解試験によって、軽量コンクリートの凍解に対する耐久性を比較した結果、軽量コンクリートの凍解に対する耐久性は普通コンクリートに比して相当劣ることが明らかになった。とくに非造粒型骨材を用いたコンクリートの耐久性が極端に劣り、約20サイクルの凍解の繰返しによって相対動弾性係数が50%以下に低下する。一方造粒型骨材は比較的凍解に対する耐久性に優れ、300サイクルにおける相対動弾性係数は65～80%となる。このように軽量コンクリートの凍解に対する耐久性が劣るのは、主として骨材の吸水特性によるものと推察される。細骨材を天然砂で置き換えることによってやや向上するが、普通コンクリート程度の耐久性を期待することは不可能である。水中急速凍結試験は極めて苛酷な条件をコンクリートに課することになるので、この試験による耐久性が劣っているからといって必ずしも全ての耐久性（たとえば海水や化学作用、中性化など）が劣るとはいえず、空気量を適当に増やしたり施工を入念に行なうことによってこの種コンクリートの使用も可能となる。

(5) 乾燥収縮ひずみの測定結果から、軽量コンクリートの収縮ひずみは普通コンクリートよりもやや小さく、細骨材に天然砂を用いると収縮ひずみが大きくなる。また、細粗骨材とも軽量骨材の場合にはセメント量の増加に従って収縮ひずみが増加するのに対して、細骨材に天然砂を使用した場合にはセメント量の増加につれて収縮ひずみが減少する傾向がみられる。軽量骨材の種類別では、非造粒型骨材を用いたコンクリートの方が造粒型骨材の場合よりも収縮ひずみが大きく、また初期材令における収縮ひずみは普通コンクリートが最も大きく、非造粒型骨材コンクリートが最小である。なお、単位セメントペースト量当りの収縮ひずみは、普通コンクリートにおいてはほぼ一定と考えてもよいが、軽量コンクリートにおいてはセメントペースト量の増大に従って減少する傾向がみられ、かつ普通コンクリートの S_m/P よりも小さい。

以上各項目別に述べたように硬まったコンクリートに及ぼす骨材種類の影響は、強度では引張強度あるいは曲げ強度、その他の性質では静弾性係数、凍解に対する耐久性において

著しい。細骨材に天然砂を使用すると、強度、弾性的性質、耐久性などは僅かに改善されるが、コンクリートの単位容積重量が大巾に増大し（約200 kg/m³ 増大する）、必ずしも比重が増大した分だけこれらの性質が改善されるとは限らず、むしろ軽量コンクリートの本来の目的である自重軽減に逆行することになる。

AE剤を混入することによって、コンクリートのワーカビリティを改善しかつ耐久性を向上せしめるために有用であるが、凍解作用が顕著でない地方においては、配合が適正であれば、必ずしもAEコンクリートにする必要はないと考えられる。しかし軽量コンクリートにおいては、一般に普通コンクリートよりもワーカビリティが劣ることが多いので、減水性分散剤を用いて単位水量を減少し、ワーカビリティの改善とコンクリート強度を高めるのが有利であると考えられる。

以上得られた結果を簡単にとりまとめたが、骨材の吸水率、比重等の骨材特性と、諸強度、弾塑性的性質などとの関連性、耐久性、せん断強度、付着強度などの特性と骨材種類との関係などについても、今後さらに詳しく検討する必要がある。

〔第4編 参 考 文 献〕

- 1) 小阪 義雄：人工軽量骨材コンクリートの物理的性質，日本材料学会編，人工軽量骨材
コンクリート，昭和40年11月
Andrew Short & William Kinnibrugge : Lightweight
Concrete, C.R. Books Limited 1963.
Shideler J.J. : Lightweight Aggregate Concrete for
Structural Use, Jour. of ACI, Oct. 1957.
- 2) 日本材料学会：阪神高速道路公団コンクリートの基準配合その他コンクリートの諸性
質に関する試験，昭和39年10月
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書，昭和42年
- 4) D.A. Abrams : Design of Concrete Mixture, Structural
Materials Lab., Review Institute, Bulletin 1, 1919.
- 5) A.N. Talbot : A Proposed Method of Estimating the
Density and Strength and Proportioning
the Materials by the Experimental and Analytical
Consideration of Voids in Mortars and Concrete Proc.
of ASTM, 1921.
- 6) 近藤，坂監修，コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店，昭和40年
- 8) 山崎寛司：人工軽量骨材コンクリートの性質，コンクリートジャーナル
Vol. 4. No.12. 昭和41年12月
- 9) Paul Klieger and J.A. Hanson : Freezing and Thawing
Test of Light Weight Aggregate Concrete, Jour. of
ACI, Jan. 1961.
- 10) 六車，深田：膨張ケツ岩人工骨材コンクリートの乾燥収縮試験，セメント技術年報，
XIX (1966)
- 7) 木村，鈴木：人工骨材の品質とコンクリート強度との関係
材料，Vol.15, No.157 Oct. 1966.

第 5 編

人工軽量骨材コンクリートのクリープに関する研究

1. 概 説

一定持続荷重をうけるコンクリートは時間とともにひずみが増加し、またこの状態から荷重を除くと、ひずみは時間とともに回復する。このようにコンクリートに生ずるひずみは、コンクリートの乾燥収縮によるひずみと、外荷重によって生ずるクリープひずみとの和で表わされる。これまでにコンクリートのクリープに関する多くの研究結果が発表されているが、現在この現象を説明できる理論は、粘性理論と浸透（シーページ）理論の2つである。前者はコンクリートにおけるセメントゲルを外力によって流動する極めて粘性の大きい液体であるとし、後者は外力によって生じたゲル内部の圧力差による水分移動にともなって変形する吸湿性個体であるとしている。

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮はコンクリートを構造体と考えた場合、その力学的性質に対して大きな影響をおよぼす。たとえばコンクリートの変形を考える場合には、外力によって生ずる弾性変形の他に、クリープ、乾燥収縮などによる塑性変形についても考慮しておかなければならない。クリープによる影響は、鉄筋コンクリートにおいてはあまり問題ではないが、プレストレストコンクリートにおいては常に考慮されなければならない問題である。たとえばPCにおいてはクリープおよび乾燥収縮によってプレストレスが減退し、実際の設計においては有効プレストレスが問題となる。これまでの研究によると、普通コンクリートの有効率は0.80~0.85であるが、高橋¹⁾らは人工軽量コンクリートに対しては0.75程度であるとしている。著者らの研究によっても、有効率は普通コンクリートで0.85、軽量コンクリートは0.70~0.75であることが確められている（第7編、有効プレストレスの項参照）。プレストレストコンクリート静定部材のクリープは、(1)プレストレスおよびそれによるモーメント、(2)自重によるモーメント、(3)部材上下面の収縮差による応力、(4)長期に由る軸圧とそれによるモーメント、(5)長期に由る曲げモーメントなどが挙げられるが、これらのうちでも(1)が支配的で、自重の大きい部材の(2)、収縮

差応力の(3)も無視することはできない。

その他構造物の変形量、不静定構造物に生ずる不静定力にもクリープの影響が現われる。合成断面のはりにおいては、プレストレスが導入されたプレカスト部はクリープ乾燥収縮によって一般に材軸短縮と彎曲を起こすが、これに現場コンクリートを打ち継いで合成すると、打ち継ぎ部コンクリートの収縮やクリープはプレカスト部のそれらと一致しないのが普通である。したがってプレカスト部分の応力状態が変化し、現場打ち部に新しい応力が誘起される。この合成はりが外力をうける時、クリープ、乾燥収縮差によってプレカスト部と打ち継ぎ部に応力差が生ずる。前述した打ち継ぎ部に誘起される応力は、コンクリートの引張応力よりも大きくなることが予想される。

このようにコンクリートのクリープは構造物の力学的性質に種々の影響をおよぼすが、これら変形特性を十分把握することは構造物を設計する上において非常に重要なことである。以下現在までに得られた内外の研究結果を簡単に述べる。なお乾燥収縮についてもここで概説する。

1. 乾燥収縮²⁾

軽量骨材コンクリートの乾燥収縮は、骨材の種類、コンクリートの配合、乾湿の程度、供試体寸法、測定開始時期など種々の要因によって異なる。奥島氏³⁾らは供試体の断面寸法と乾燥収縮の関係を考察したが、それによると断面積が 20×20 cm以下の供試体の収縮は非常に大きくなり、かつ配合の差が大きく現われるが、 20 cm以上となると配合が異なっても断面寸法の乾燥収縮におよぼす影響はあまり大きくならないことを明らかにした。軽量コンクリートの乾燥収縮は普通コンクリートのそれよりも若干大きいように推察されるが、その値は各研究者によって異なり相当広い範囲にある。

六車氏⁴⁾らはセメントペースト量と最終推定収縮ひずみとの関係について次のような結論を得ている。すなわち、軽量コンクリートの収縮ひずみは、普通コンクリートと比較して若材令においては若干小さいが、長期材令では明らかに軽量コンクリートの方が大きく、高湿度($RH=80 \sim 90\%$)では $1.85 \sim 2.87$ 倍、低湿度($RH=60 \sim 70\%$)では $1.71 \sim 3.50$ 倍となる。若材令では骨材中の水分の影響が大きく現われ、収縮量は両コンクリートとも大差はないが、長期材令では骨材に吸水された水分が徐々に逸散するので、吸水

量の大きい軽量コンクリートの収縮が非常に大きくなる。なお、単位セメントペースト量当りの最終収縮量はコンクリートの配合、水セメント比に無関係に実用上各コンクリートについてはほぼ一定と考えてもよいと結論している。

Shideler⁵⁾ は7種類の人工軽量骨材を用いたコンクリートについて乾燥収縮を測定したが、その結果、最終収縮ひずみの大きさは普通コンクリートのおよそ6~38%大きいことを明らかにした。

丸安氏⁶⁾ らは軽量コンクリートの材令6ヶ月における収縮量は普通コンクリートの1~2倍であると推定している。

その他FIP⁷⁾ の報告には、軽量コンクリートの乾燥収縮は普通コンクリートよりも大きく、とくにUSSRの実験では細粗骨材とも軽量の場合普通コンクリートの190%、細骨材に天然砂を用いると140%の収縮量となることを明らかにしている。

2. クリープおよびクリープ特性²⁾

軽量コンクリートのクリープは、乾燥収縮と同様、骨材の種類、乾湿の程度、コンクリートの配合、持続荷重の種類および大きさによって異なることが知られている。高橋氏¹⁾ らは、初期における軽量コンクリートのクリープは普通コンクリートよりも小さいが、材令250日程度以上になると、後者ではほぼ定常状態に達してひずみの進行が止まるが、前者ではなおひずみの進行が認められ、結果的には軽量コンクリートのクリープが大きくなることを示した。

C.H.Best⁸⁾ らは膨張頁岩を用いた軽量コンクリートのクリープひずみを測定し、低強度コンクリートにおいては普通コンクリートよりも小さく、高強度コンクリートでは大きくなることを示した。さらに蒸気養生を行なうと、標準養生供試体のクリープよりも10~15%大きくなることを明らかにした。

Shideler⁵⁾ はクリープひずみは軽量骨材の種類によって著しく異なり、載荷後約1年における軽量コンクリートのクリープは普通コンクリートの100~172%、平均127%となることを示した。

英国のBuilding Research StationでShort⁹⁾ は、種々の軽量コンクリートはりに一定の持続モーメントを与えたときのたわみ変化を測定し、その結果軽量コン

クリートの永久変形は普通コンクリートのそれよりも大きく、軽量コンクリートの中でも一般にスラグ系骨材を用いたコンクリートの変形量が大きいことを明らかにした。

FIP⁷⁾の報告によれば、軽量コンクリートのクリープひずみは普通コンクリートよりも若干大きく、また持続荷重の大きさとクリープひずみはほぼ比例し、載荷後約2ヶ月の間に全クリープひずみの60～80%が現われることを報告している。

種々の軽量骨材を用いたコンクリートの推定最終クリープ特性は、骨材の種類、配合、導入応力度の大きさによって若干差はあるが、ほぼ1～2程度となり普通コンクリートのクリープ特性よりも一般に小さくなる。

2. 実験計画

軽量骨材コンクリートのクリープが、軽量骨材の種類、銘柄によって著しく相違することについては前章で簡単に述べた。本研究においては、研究の内容を大きく2つに分け、第1の研究は主として粗骨材に軽量骨材、細骨材に天然普通骨材を用いたコンクリートについて、第2の研究においては、細粗骨材とも主として造粒型人工軽量骨材（試験の一部には非造粒型骨材も用いた）を用いたコンクリートのクリープについて実験を行なった。以下それぞれの実験計画について述べる。

1. Exp. I の実験計画

Exp. I においては、粗骨材として種類および銘柄の異なった試作人工軽量骨材、細骨材として天然普通骨材を使用したコンクリートの強度特性、すなわち単位セメント量の異なる3種類の配合に対する圧縮、引張、曲げ強度を測定し、水セメント比とそれら強度との関係を明確にすること、および変形特性とくに弾性係数、クリープ、乾燥収縮などについて実験的に検討した。変形特性においては、圧縮強度と弾性係数との関係、クリープひずみと持続荷重載荷後材令との関係、最終収縮ひずみ、最終クリープひずみあるいはクリープ特性などに対してそれぞれ考察を加えた。なおExp. I に用いたコンクリートのよう

に、骨材容積の一部（約40%）に普通骨材を用いるとコンクリートの単位容積重量が相当大きくなって、自重軽減の効果が半減するが、弾性係数が普通骨材を用いた分だけ（単位容積重量が増加する分だけ）増加することが予想され、たわみが制限される場合などに利用される。

2. Exp.Ⅱ

Exp.Ⅱにおいては、細粗骨材とも人工軽量骨材を用いたコンクリートの圧縮クリープ、引張クリープ、曲げクリープの諸性質と各クリープ間の相違点、環境条件（とくに湿度の影響）がクリープに与える影響、クリープひずみの成分、力学模型によるクリープひずみに対する考察、載荷時材令のクリープに与える影響、模型化したコンクリートのクリープに対する考察などについてそれぞれ実験を実施した。Exp.Ⅱにおいては次に述べる5グループよりなるが、それぞれの実験計画について述べる。

(1) Exp.Ⅱ－実験 1. 圧縮クリープ、曲げクリープ、引張クリープに関する研究

（Exp.Ⅱ－実験 1.1，1.2，1.3）

コンクリートのクリープに関する現在までに行なわれた研究の大部分は圧縮持続応力に対するものであるが、クリープに関する基本的理論によれば、圧縮クリープと引張クリープはほぼ等しいことが確められている。実際の構造物においては引張あるいは曲げ応力が生ずることが多く、部材の設計はこれら外力による引張あるいは曲げ引張応力が許容値以内にあるように決定されているのである。したがって構造物の設計上曲げあるいは引張クリープの正確な性状を知ることが非常に重要であるにも拘らず、実験が困難であることや実験装置が複雑となること、さらに前述したように理論的には圧縮クリープと等しいなどの理由によって、引張、曲げクリープの実験がほとんど行なわれていないのが現状である。

実験 1においては軽量コンクリートの圧縮、曲げ、引張の各クリープを測定し、その特性を検討するのを主目的とするが、他に環境条件（乾湿）の各クリープに与える影響、回復クリープについても実験を行なった。実験に関する諸条件は表 5.1 に示すとおりである。なおコンクリートの配合設計における目標強度は 350 kg/cm^2 である。表 5.1 における

表 5.1 Exp.Ⅱ-実験 1 の試験条件

| 持続荷重の種類 | 環 境 条 件 | 骨材の種類 | 載荷時材令 | 導入応力度 |
|---------|---------|-------|-------|-------------------------------|
| 圧 縮 荷 重 | 乾燥状態 | 軽 量 | 7 日 | 圧縮： $80\text{kg}/\text{cm}^2$ |
| 曲 げ 荷 重 | | | | 90 |
| 引 張 荷 重 | 湿潤状態 | 普 通 | 28日 | 曲げ： $15\text{kg}/\text{cm}^2$ |
| | | | | 引張： $10\text{kg}/\text{cm}^2$ |

乾燥状態は恒温室（ $20^\circ\text{C} \pm 1 \text{ deg}$ ，R.H. 85～90%）中，湿潤状態は供試体をビニール袋で密封し，同恒温室中に放置したものである。持続荷重載荷期間を120日間とし，回復クリープ測定期間は30日間とした。また実験結果に対しては，各条件のクリープに与える影響，クリープ～時間曲線，回復クリープ，クリープ速度，クリープ係数などに分けて考察を行なった。

(2) Exp.Ⅱ-実験 2. コンクリートのクリープひずみ成分に関する実験

コンクリートのクリープひずみの解析には，そのひずみ成分やクリープ機構を知る必要がある。クリープ機構については種々のモデルが各研究者によって提案されているが，たとえばFreudental，Rollらはコンクリートのひずみを次の5つのひずみ成分に分けて考えている。

- 1) 弾性ひずみ 2) 遅延弾性ひずみ 3) 粘性流動による非回復性ひずみ
- 4) seepageによる非回復性ひずみ 5) 局部破壊による変形

本実験においては軽量コンクリートと普通コンクリートのこれらのひずみ成分を実験的に求め，これを用いてクリープの力学模型による考察も行なった。

(3) Exp.Ⅱ-実験 3. 載荷時材令のクリープに与える影響に関する実験

コンクリートのクリープは持続荷重載荷時材令によってその大きさ，回復クリープなどが異なることが予想される。本実験は，2種類（造粒型，非造粒型）の軽量コンクリートおよび普通コンクリートについて，持続荷重載荷時材令の影響を検討するために実施した。持続荷重載荷時材令は，コンクリート打設後7，14，28，42，56，70日の6材令とし，持続応力はいずれも $90\text{kg}/\text{cm}^2$ ，載荷期間は35日とし，除荷後の回復ひずみも測定した。

(4) Exp. II—実験 4. コンクリートのモデルによるクリープひずみに関する実験

コンクリートに含まれる骨材の容積率および弾性係数，モルタルの弾性係数およびコンクリートの有効弾性係数などを用いて，コンクリートのクリープを推定することができる。

本実験においては，造粒型および非造粒型人工細骨材を用いたモルタルのクリープひずみを求め，第 12 章で述べる理論式によって骨材の弾性係数を推定し，これらモルタルのクリープひずみ，弾性係数および骨材の弾性係数よりクリープひずみを計算し，実測値と比較した。用いたモルタルの配合はコンクリートの配合から粗骨材を取り除いたもので，載荷時材令は 28 日，持続荷重の大きさはモルタル破壊強度の $1/3$ とした。

3. 使用材料および供試体

1. 使用材料および配合

(1) セメント

Exp. I, II に使用したセメントは，それぞれ宇部社普通ポルトランドセメントおよび大阪社普通ポルトランドセメントで，それらの物理的試験結果を表 5.2 に示す。

表 5.2 使用セメントの物理的試験結果

| セメント の銘柄 | 比重 | 粉末度 (ブレン ン法) (cm^2/gr) | 凝 結 時 間 (hr- min) | | | フロー (mm) | 強 さ (kg/cm ²) | | | | | |
|-----------------|------|---------------------------------------------------|----------------------|------|------|-------------|---------------------------|------|------|-----|-----|-----|
| | | | 水量 (%) | 始発 | 終結 | | 曲 げ | | | 圧 縮 | | |
| | | | | | | | 3 日 | 7 日 | 28日 | 3 日 | 7 日 | 28日 |
| 宇部 (Exp. I) | 3.15 | 3220 | 28.8 | 1-55 | 3-05 | 214 | 35.5 | 49.3 | 72.2 | 152 | 210 | 397 |
| 大阪 (Exp. II) | 3.15 | 3180 | 26.0 | 2-13 | 3-10 | 227 | 36.4 | 54.5 | 74.6 | 148 | 253 | 372 |

(2) 使用骨材

Exp. I においては，細骨材は野洲川産天然骨材，粗骨材には 4 種類の試作人工軽量骨

表 5.3 使用骨材の物理的性質 (Exp. I)

| 性質 \ 試料 | Bi | L | T | Y | 野洲川産 |
|-----------------------|---------------|---------------|------------------------|----------------|-----------------|
| 骨材の種類 | 膨張頁岩 (造粒型) | 膨張粘土 (造粒型) | 焼成ブラ イアッシュ (造粒型) | 膨張スラグ (破碎型) | 天然砂 |
| 比重 | 1.20 | 1.30 | 1.43 | 1.37 | 2.58 |
| 吸水率* (% by weight) | 3.40 | 3.20 | 3.40 | 7.80 | 0.82 |
| 粒度 (% by weight) | (20~15mm) | 10 | 47 | 47 | (5~1.2 mm) 40 |
| | (15~10mm) | 45 | | | (1.2~0.6mm) 31 |
| | (10~5 mm) | 45 | 53 | 53 | (0.6~0.15mm) 29 |
| 粗粒率 (F.M.) | 6.65 | 6.47 | 6.47 | 6.47 | 3.12 |
| 単位容積重量 (kg/m³) | 770 | 970 | 850 | 750 | 1660 |

* 24 時間吸水率

材を使用した。これらの骨材の物理試験結果を表 5.3 に示す。なお、これら試作人工軽量骨材のうち現在市販され一般に供されているのは 2 種類にすぎない。Exp. II においては原則として細粗骨材とも造粒型人工軽量骨材ライオナイト（大阪社製）を使用した。実験の一部には非造粒型人工軽量骨材メサライト（三井金属社製）も使用した。なお比較のために用いた普通コンクリート用骨材は野洲川産である。これら骨材の物理試験結果を表 5.4 に示す。

表 5.4 使用骨材の物理的性質 (Exp. II)

| 試料 | | 比重 | 吸水率* (% by weight) | 単位容積重量 (kg/m³) | 実績率 (%) | 粗粒率 (F.M.) |
|-----|--------|------|-----------------------|-------------------|------------|---------------|
| 細骨材 | 天然砂 | 2.60 | 0.98 | — | — | 2.97 |
| | ライオナイト | 1.74 | 4.68 | — | — | 2.87 |
| | メサライト | 1.68 | 14.03 | — | — | 2.89 |
| 粗骨材 | 天然砂利 | 2.63 | 1.17 | 1690 | 64.2 | 7.02 |
| | ライオナイト | 1.28 | 1.82 | 900 | 70.3 | 6.86 |
| | メサライト | 1.31 | 7.67 | 815 | 63.1 | 6.92 |

* 24 時間吸水率

(3) コンクリートの配合

Exp. Iにおけるコンクリートの配合設計条件は、スランプ 5 ± 1 cmを目標とし、 s/a は40%と一定、単位セメント量は300, 400, 500 kg/m^3 の3種類とした。なお、この示方配合でコンクリートを実際に練り混ぜた場合、ワーカビリティは骨材の種類、セメント量の多少によって若干異なり、 s/a をセメント量によって変化させる必要性が認められた。

Exp. IIにおいては、普通コンクリート、造粒型軽量コンクリートに対し、セメント量350 kg/m^3 、 s/a は40%、 w/c が等しくなるよう水量を選び、非造粒型軽量コンクリートに対しては、造粒型軽量コンクリートとスランプおよびワーカビリティが等しくなるように水量を選んだ。したがってスランプは普通コンクリートの方が軽量コンクリートよりも約2 cm大きくなり、また非造粒型軽量コンクリートの s/a および水量は造粒型を用いた場合よりも若干大きな値となっている。Exp. IおよびIIに用いた各種コンクリートの示方配合を表5.5、表5.6に示す。

表 5.5 軽量コンクリートの配合 (Exp. I)

| コンクリートの種類 | 骨材最大寸法 (mm) | スランプ (測定値) (cm) | 単位水量 W (kg/m^3) | 単位セメント量 C (kg/m^3) | W/C (%) | C/W | s/a (%) | 細骨材量 S (kg/m^3) | 粗骨材量 G (kg/m^3) |
|-----------|----------------|-----------------------|-----------------------------------------|--------------------------------------------|------------|------|------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| Bi-3 | 20 | 4.0 | 178 | 300 | 59.3 | 1.69 | 40 | 747 | 508 |
| Bi-4 | | 5.0 | | 400 | 44.5 | 2.25 | | 713 | 486 |
| Bi-5 | | 5.0 | | 500 | 35.6 | 2.81 | | 680 | 464 |
| L-3 | 20 | 6.5 | 178 | 300 | 59.3 | 1.69 | 40 | 747 | 551 |
| L-4 | | 6.0 | | 400 | 44.5 | 2.25 | | 713 | 527 |
| L-5 | | 5.0 | | 500 | 35.6 | 2.81 | | 680 | 502 |
| T-3 | 20 | 2.5 | 178 | 300 | 59.3 | 1.69 | 40 | 747 | 605 |
| T-4 | | 3.0 | | 400 | 44.5 | 2.25 | | 713 | 579 |
| T-5 | | 4.0 | | 500 | 35.6 | 2.81 | | 680 | 553 |
| Y-3 | 20 | 2.5 | 178 | 300 | 59.3 | 1.69 | 40 | 838 | 533 |
| Y-4 | | 4.0 | | 400 | 44.5 | 2.25 | | 804 | 508 |
| Y-5 | | 5.0 | | 500 | 35.6 | 2.81 | | 764 | 485 |

表 5.6 コンクリートの配合 (m³)(Exp.Ⅱ)

(1) 普通コンクリート

| スランブ (cm) | C (kg) | w/c (%) | w (kg) | s/a (%) | S (kg) | G (kg) | pozzolith No.8 |
|--------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|-----------|-------------------|
| 7±1 | 350 | 42.6 | 149 | 40 | 667.5 | 1210 | C×0.25% |

(2) 軽量コンクリート(造粒型)

| スランブ (cm) | C (kg) | w/c (%) | w (kg) | s/a (%) | S (kg) | G (kg) | pozzolith No.8 |
|--------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|-----------|-------------------|
| 5±1 | 350 | 42.6 | 149 | 40 | 528.8 | 617 | C×0.25% |

(3) 軽量コンクリート(非造粒型)

| スランブ (cm) | C (kg) | w/c (%) | w (kg) | s/a (%) | S (kg) | G (kg) | pozzolith No.8 |
|--------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|-----------|-------------------|
| 5±1 | 350 | 44.0 | 154 | 46 | 476 | 556 | C×0.25% |

(4) コンクリートの練り混ぜ

Exp.Ⅰにおいては、コンクリート練り混ぜに先立って軽量粗骨材は24時間水中に浸漬し、練り混ぜの約1時間前に水中より取り出し、練り混ぜ時の骨材の表面水をあらかじめ試験により求めておいて混合用水の調整を行なった。一方普通細骨材は表乾状態のものを使用したので、水量の補正は行っていない。練り混ぜには容量20ℓのパン型ミキサを用い、材料の投入順序は粗骨材・細骨材、1/2水、セメント、1/2水の順とし、練り混ぜ時間は最後の注水後3分間とした。練り混ぜ後のスランブ試験によると、骨材の種類によって若干異なるが、セメント量300 kg/m³に対しスランブは2.5～6.5 cm、400 kg/m³に対し3～6 cm、500 kg/m³に対し4～5 cmで、セメント量の少ないコンクリートほど骨材によるスランブの変動が大きいことがわかる。

Exp.Ⅱにおいては、軽量細粗骨材とも絶乾状態のものを使用し、使用水量の補正は第2編「人工軽量骨材の吸水特性に関する研究」の結果を利用し、瞬間吸水率および3分間の置換吸水率より求めた。また普通骨材についてはExp.Ⅰと同様表乾状態のものを使用した。練り混ぜには容量3切の可傾式ミキサを用い、材料の投入順序は普通、軽量とも原則として1/3水→1/2(セメント、細粗骨材)→1/3水→1/2(セメント、細粗骨材)→1/3水で、練り混ぜ時間は3分間とした。まだ固まらないコンクリートのコンシステン

シーは軽量コンクリートで4～6cm，普通コンクリートでは6～8cmの範囲にあり，練り混ぜの際の管理は十分行なわれていた。

2. 供 試 体

(1) Exp. I および Exp. II—実験 1.1，Exp II-3

Exp. I，Exp. II—実験 1.1（圧縮クリープ試験），Exp. II-3（载荷時材令のクリープに与える影響）に用いたクリープ測定用供試体は図 5.1 に示すように，8×12×50 cm の角柱を 2 本直列に並べ，供試体間および両端にプレート（PI-80×120×10 mm）を挿入し，断面中心から偏心距離 2 cm の位置に $\phi 13$ mm PC 鋼棒を通した。なお，コントロール用供試体（乾燥収縮用供試体）も同寸法，同形状のものを使用した。

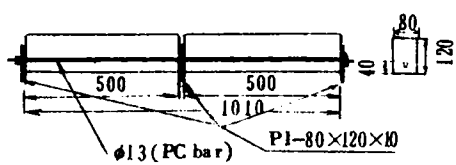


図 5.1 試験供試体の形状寸法および鋼棒の配置 (mm)
(Exp. I, Exp. II-1.1, and Exp. II-3)

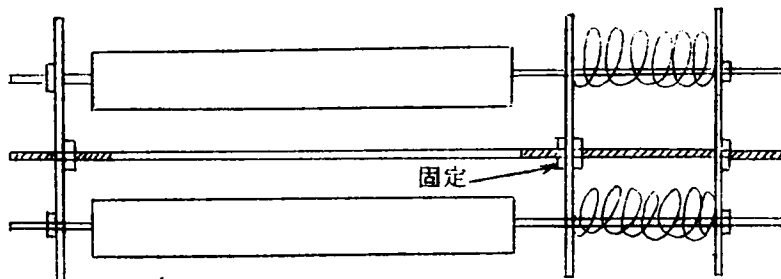
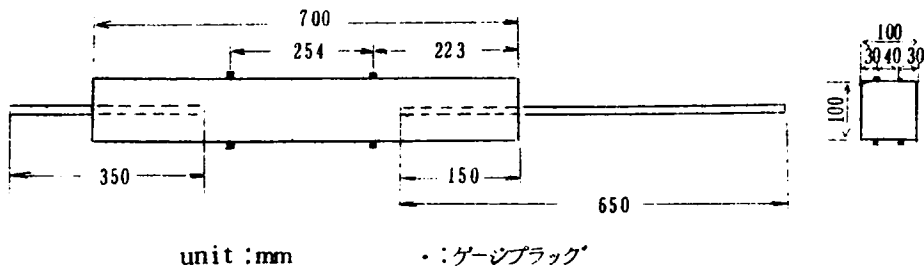


図 5.2 引張クリープ試験供試体および装置 (Exp. II-1.2)

(2) Exp. II-実験 1.2

引張クリープ試験に用いた供試体は、図 5.2 に示すように $10 \times 10 \times 70$ cm の角柱で、コンクリート断面中心にネジを切った $\phi 19$ mm 鋼棒を 15 cm 埋め込んだもので、供試体の作製にあたっては、鋼棒が供試体の中心軸と一致しないと供試体に偏心による曲げあるいはねじりが生じ測定の精度が悪くなるので、水準器などを用いてとくに念入りに行なった。またコントロール用（乾燥収縮測定用）供試体は、断面の寸法による影響を考慮して、クリープ試験用と同寸法で鋼棒を挿入していないものを用いた。

(3) Exp. II-実験 1.3

曲げクリープ試験用および乾燥収縮用供試体は、図 5.3 に示すように $10 \times 15 \times 100$ cm のはりで、コンクリート中には補強の意味で引張側縁より 5 cm の位置に 8 番線の鉄線を挿入した。

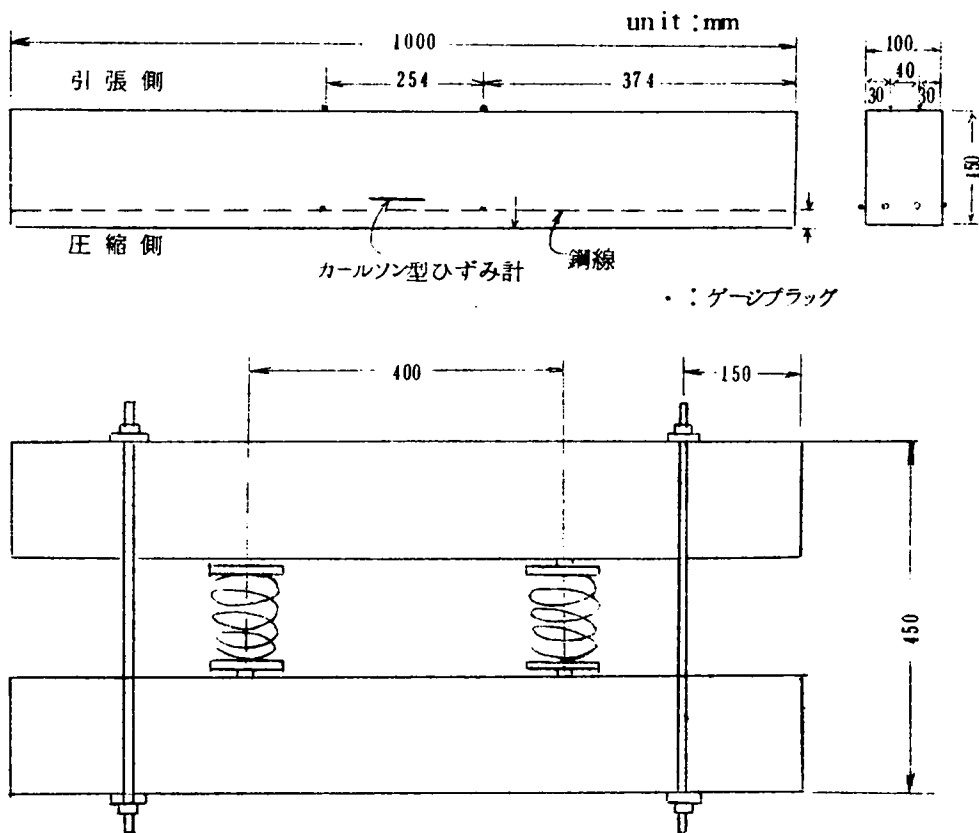


図 5.3. 曲げクリープ試験供試体および装置 (Exp. II-1.3)

(4) Exp.Ⅱ-実験 2

Exp.Ⅱ-実験 2（コンクリートのクリープひずみ成分に関する実験）に用いた供試体は $8 \times 12 \times 32 \text{ cm}$ で、その形状は (1) で述べた圧縮クリープ試験 その他と同様である。

(5) Exp.Ⅱ-実験 3

モルタルコンクリートのクリープひずみに関する模型的研究を行なうためにモルタルの圧縮クリープ試験を実施したが、これに用いた供試体は図 5.4 に示すように $7 \times 7 \times 40 \text{ cm}$ の角柱で、後述するようにバネを持続荷重源とする装置を用いたので、(1)の圧縮クリープ用供試体のように断面に鋼棒挿入用の穴をあけていない。

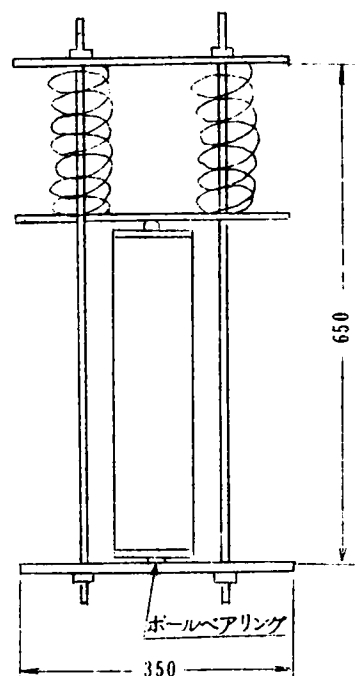
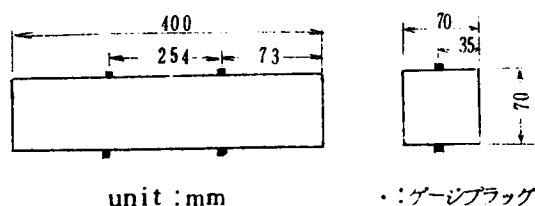


図 5.4. モルタルの圧縮クリープ試験供試体および装置 (Exp.Ⅱ-3)

3. 測定装置および測定方法

(1) Exp.Ⅰ

クリープ供試体に導入する持続応力は、材令 2 週における圧縮強度のほぼ 20, 30, 40% の 3 種類とした。載荷方法は供試体に通した $\phi 13 \text{ mm}$ PC 鋼棒をオイルジャッキによって所定量緊張し、ボルトを締め定着板を介して供試体に持続応力を導入した。本試験では 1 週間ごとに 4 回鋼棒の再緊張を行なって鋼棒のリラクセーションによる応力減退を防止した。偏心距離 2 cm によって上縁が 0, 下縁には所定の応力が導入されているか否かは、鋼棒緊張時の上下縁のひずみを測定し、円柱供試体によるヤング率からあらかじめ計算で

求めておいたひずみと比較することによって確認した。

ひずみの測定は、供試体製作時ブラッグを上縁に1ヶ所、下縁に2ヶ所（1本の供試体について、したがって1装置で上縁2ヶ所、下縁4ヶ所となる）設置し、材令14日における持続応力導入時の弾性ひずみおよびそれ以降の塑性ひずみの変化を、検長10 in のホイットモア型ひずみ計でひずみ度 10^{-5} まで測定した。

(2) Exp. II—実験 1.1, 実験-2, 3

これらの実験装置は、前項(1)と同様 ポストテンショニングPCの原理を利用して 供試体に持続応力を導入した。持続応力の大きさは実験 1.1 では材令7日で 80 kg/cm^2 、材令28日で 90 kg/cm^2 、その他の実験ではいずれも材令28日に 90 kg/cm^2 の持続応力を導入した。ひずみ測定方法は前項(1)と同様であるが、測点は供試体上下縁にそれぞれ2ヶ所ずつ設置した。供試体数は1種類の試験条件についてそれぞれ4本ずつすなわち2装置ずつとし、ひずみはいずれも4測点の平均値で表わすことにした。

(3) Exp. II—実験 1.2

図5.2の実験装置に示したごとく、引張持続応力はバネによって与えた。すなわちその導入方法は、あらかじめバネ定数を求めておき、バネの変形を測定しながら所定応力を載荷する方法を採用した。この際の導入時材令は28日、また持続応力は普通、軽量とも 10 kg/cm^2 と一定にした。一方測定方法は前項(1)、(2)と同様にホイットモア型ひずみ計を用い、測点は1供試体について2点、1装置について4点である。したがって1試験条件については8ヶ所のひずみを平均して測定結果とした。

(4) Exp. II—実験 1.3

試験装置を図5.3に示す。曲げ持続応力の導入方法は図5.3のバネの位置を載荷点として、アムスラー型圧縮試験機によって所定の荷重（上下縁応力で $\pm 15 \text{ kg/cm}^2$ ）を載荷し、この状態で両端を固定した。ひずみの測定はホイットモア型ひずみ計およびカールソン型ひずみ計によったが、ホイットモア型ひずみ計用測点を、引張縁ではコンクリート表面に2ヶ所、圧縁側では縁から1.5 cmの側面に2ヶ所貼布し、またカールソン型ひずみ計は供試体中央の引張縁から1.5 cmの位置に埋め込んだ。

5) Exp.Ⅱ—実験4

図5.4に示したように実験4においては、圧縮持続荷重をバネによって載荷し、この持続荷重はアムスラー型圧縮試験機によった。持続圧縮応力の大きさは軽量コンクリート(ライオナイト)で $120\text{kg}/\text{cm}^2$ ，普通コンクリートおよび軽量コンクリート(メサライト)で $90\text{kg}/\text{cm}^2$ とした。またひずみの測定，測点位置，測定個数は(3)の引張クリープの場合と同様である。

(6) コンクリート強度および弾性係数

Exp.Ⅰにおいては、強度試験用供試体として $7.5\phi 15\text{cm}$ を使用し、強度試験は材令7, 14, 28, 91日に圧縮および引張強度について実施し、また弾性係数は材令14日の圧縮強度用供試体3本に対して電気抵抗線ひずみ計を2枚ずつ供試体両側面に貼布し、破壊強度の20および40%のsecant modulusをとって計算から求めた。

Exp.Ⅱにおいては、圧縮、引張強度および弾性係数測定用供試体として $10\phi 20\text{cm}$ 、曲げ強度用として $10\times 10\times 40\text{cm}$ の角柱を用い、試験時材令は圧縮、引張については7, 14, 28日、曲げは7日と28日、弾性係数(破壊強度の $1/3$ の割線弾性係数)は普通コンクリートで7日および28日、軽量コンクリートでは7, 14, 28, 42, 49, 66, 70, 84, 91日の9材令において電気抵抗線ひずみ計によって求めた。

4. Exp.Ⅰにおける強度試験結果およびその考察

表5.7に材令7, 14, 28, 91日における圧縮強度、引張強度および材令14日の静弾性係数の試験結果を示す。なお、本試験に用いた4種類の試作人工軽量粗骨材のうち同じ商品名で現在市販されているのはBi(ビルトン)、L(ライオナイト)の2銘柄で、そのうちLは試作品とほとんど同程度の品質を有するが、Biは試作品と相当異なる性状のものが市販されているのでコンクリートの性質も当然異なることを附記しておく。

1. 圧縮強度とセメント水比

表 5.7 コンクリートの強度および弾性係数 (Exp. I)

| 強度 kg/cm ² コン クリートの 種類 | 圧 縮 | | | | 引 張 | | | | 弾性係数 ($\times 10^4$ kg/cm ²) | |
|-----------------------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|----------------------------------------------|------------------|
| | 7 | 14 | 28 | 91 | 7 | 14 | 28 | 91 | E _{0.2} | E _{0.4} |
| Bi-3 | 205 | 250 | 326 | 345 | 19.4 | 24.9 | 28.8 | 29.3 | 20.8 | 20.0 |
| Bi-4 | 240 | 318 | 366 | 371 | 21.6 | 30.0 | 36.0 | 36.4 | 23.3 | 22.8 |
| Bi-5 | 316 | 369 | 387 | 388 | 32.4 | 34.4 | 39.0 | 43.0 | 23.8 | 23.0 |
| L-3 | 160 | 276 | 287 | 359 | 16.6 | 29.3 | 29.9 | 34.6 | 20.4 | 19.4 |
| L-4 | 251 | 321 | 333 | 446 | 25.2 | 31.8 | 33.4 | 36.5 | 26.4 | 24.5 |
| L-5 | 341 | 383 | 420 | 471 | 28.8 | 36.2 | 41.6 | 45.4 | 26.6 | 25.1 |
| T-3 | 117 | 206 | 214 | 280 | 16.0 | 25.3 | 26.3 | 28.7 | 16.9 | 16.8 |
| T-4 | 212 | 232 | 278 | 345 | 28.9 | 33.5 | 34.1 | 35.4 | 19.4 | 18.1 |
| T-5 | 341 | 359 | 407 | 436 | 31.2 | 41.2 | 42.9 | 43.5 | 23.1 | 22.2 |
| Y-3 | 128 | 165 | 183 | 229 | 10.6 | 17.7 | 25.9 | 26.9 | 19.8 | 17.4 |
| Y-4 | 176 | 257 | 295 | 304 | 11.9 | 26.6 | 27.5 | 29.3 | 20.8 | 18.8 |
| Y-5 | 262 | 347 | 360 | 367 | 23.7 | 27.7 | 29.4 | 37.7 | 23.7 | 22.8 |

E_{0.2} , E_{0.4} : 圧縮強度の 0.2 , 0.4 における割線弾性係数

材令 28 日における軽量コンクリートの圧縮強度と c/w との関係を図 5.5 に示す。これによると Bi を除けば貧配合では各骨材間において強度の差が大きく現われるが、富配合になると強度の差はほとんどないことがわかる。なお Bi はセメント量によって強度があまり変わらないことを示しているが、これは圧縮強度のみの特異現象である。本実験においては骨材の種別にかかわらず $\sigma_{28(c)} = 118c/w + 55$ (kg/cm²) なる実験式が得られ、この式から推定される圧縮強度は普通コンクリートと大差がない。

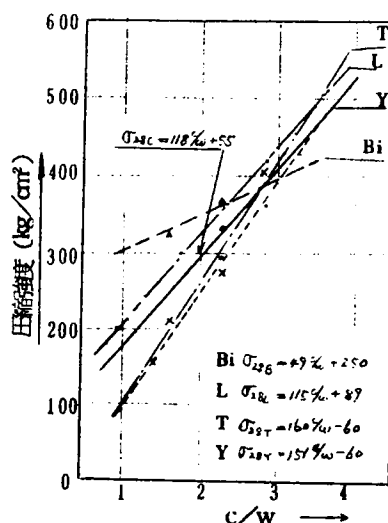


図 5.5 c/w と材令 28 日における圧縮強度との関係

2. 引張強度とセメント水比

図 5.6 に示す σ_t と c/w との関係によると材令 28 日において, Bi, L, T の引張強度にはほとんど差は認められないが, Y は富配合で強度が相当低く現われている。しかし貧配合すなわち $c/w = 1.0 \sim 1.5$ では骨材の種類による影響がほとんど現われない。Bi, L, T の実験式の平均値は $\sigma_{28(t)} = 13.6 \frac{c}{w} + 5.5$ (kg/cm^2) となり, 膨張スラグ系以外の軽量コンクリートの引張強度がかなりの精度で推定できるものと考えられる。なお, 軽量コンクリートにおいては養生条件ごとに

乾燥の影響が引張強度に大きく現われ, 湿潤養生に比して相当強度が低下することが知られているが, 本実験においては標準水中養生であるためこれらの影響はない。

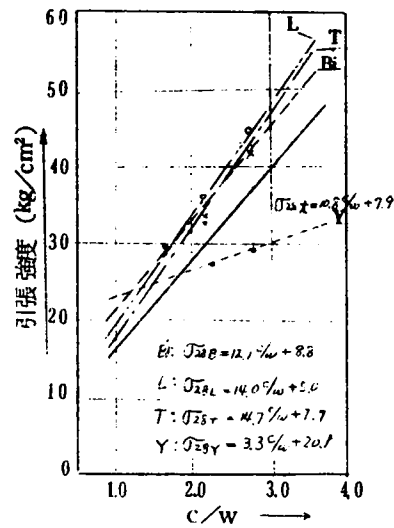


図 5.6 c/w と材令 28 日における引張強度との関係

3. 圧縮強度と引張強度との関係

材令 28 日における引張強度 ($\sigma_{28(t)}$) と圧縮強度 ($\sigma_{28(c)}$) との関係を図 5.7 に示すが, 圧縮強度で Bi, 引張強度で Y が特異な性状を示したため, それらは L, T と若干異なる傾向を示す。したがって L, T に対しては実験式 $\sigma_{28(t)} = 0.098 \sigma_{28(c)} + 3.5$ (kg/cm^2) が成立すると考えられる。また人工軽量コンクリートは普通コンクリートと同様 $\sigma_t/\sigma_c \approx 1/10$ が推定できるようである。

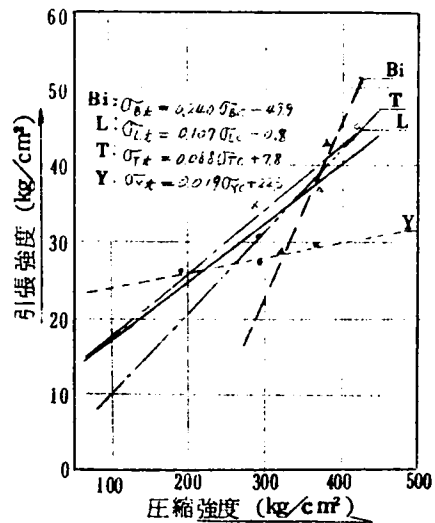


図 5.7 圧縮強度と引張強度との関係 (材令 28 日)

4. 弾性係数

表5.7より材令14日における静弾性係数は、圧縮強度の1/3の secant modulus では骨材の種類、単位セメント量によって若干の差が認められる。圧縮強度との関係で示すと図5.8のようになり、Lは圧縮強度300 kg/cm²以上では他の骨材よりも相当大き

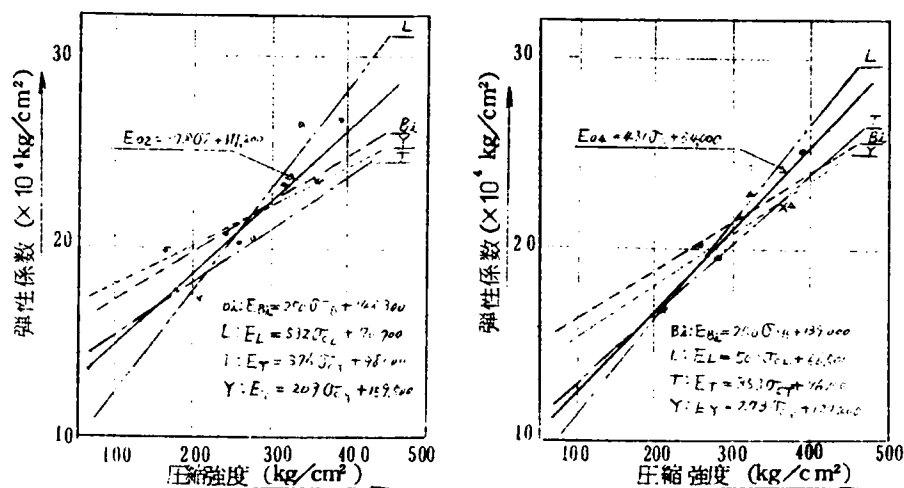


図5.8 圧縮強度と弾性係数との関係 (材令14日)

いヤング率が期待できるようであるが、Bi, T, Yではその差はほとんど認められない。本実験で使用した軽量コンクリートの静弾性係数は、骨材の種類による影響を無視すると、実験式

$$E_{0.2} = 378 \sigma_c + 11,120 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5.1)$$

$$E_{0.4} = 431 \sigma_c + 84,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5.2)$$

で表わされる。この実験式によれば軽量コンクリートの静弾性係数は $(17 \sim 27) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ で、同一条件の普通コンクリートの60~75%程度に相当する。なおコンクリートの曲げ圧縮許容応力すなわち $\sigma_c/3$ における静弾性係数は、本実験結果においては、

$$E_{1/3} = 400 \sigma_c + 100,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5.3)$$

と推定される。

5. Exp. I における乾燥収縮およびクリープに対する考察

1. 乾燥収縮

乾燥収縮の測定は、コンクリート打設翌日より恒温室（ $20^{\circ}\text{C} \pm 1 \text{ deg}$, R.H. 90%）中で行なわれたのでほとんど飽和に近い状態における収縮を示している。図 5.9 に乾燥収縮ひずみと材令との関係を示すが、これらの曲線を双曲線と見なして実験式 $S_t = t/(A + Bt)$ にあてはめて考察を進めることにする。ここで S_t = 収縮ひずみ, A, B = 定数, t = 週で、終局値 $S_m = 1/B$ で表

わすことができる。表 5.8 に実験式の各定数を示す。これによると 40~46 週で収縮ひずみは $23 \sim 35 \times 10^{-5}$ (平均 24×10^{-5}) で、骨材別では L が比較的小さく、Y がもっとも大きくなっている。

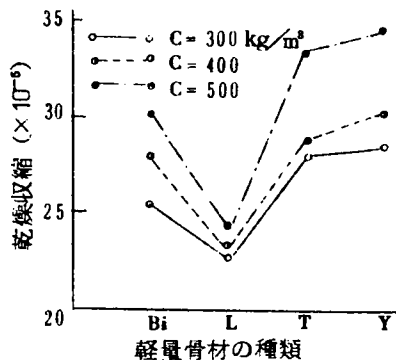


図 5.10. 骨材種類と最終収縮ひずみとの関係

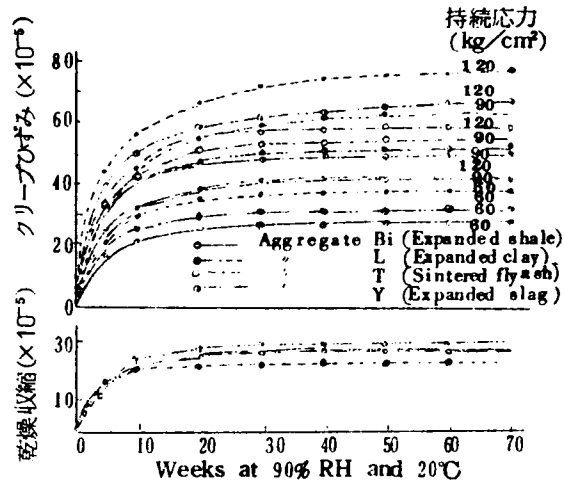


図 5.9 クリープおよび収縮と時間(週)との関係 (セメント量 $= 400 \text{ kg/cm}^3$)

なおセメント量および骨材別の推定最終ひずみを図 5.10 に示す。過去に行なった普通セメント、あるいは高炉セメントを用いた普通コンクリートと比較すると、軽量コンクリートの方がやや乾燥収縮が小さい傾向が認められる。また初期の 2 週間では L (造粒型、膨張粘土系骨材) がやや大きく、T (造粒型、焼成フライアッシュ系骨材) が小さい収縮を示しているが、推定終局値 S_m を比較すると、L は配合による差は認められないが、Bi (造粒型、膨張頁岩系

表 5.8 定数A, Bおよび最終収縮ひずみ S_m

$$S_t = \frac{t}{A+Bt} \quad (t: \text{weeks})$$

| コンクリートの種類 | A | B | S_t (計算値) | S'_t (測定値) | S_m ($t \rightarrow \infty$) | S'_t/S_m | t |
|-----------|-------|-------|----------------|-----------------|-------------------------------------|------------|----|
| Bi- 3 | 0.092 | 0.039 | 24.2 | 24.1 | 25.6 | 0.92 | 40 |
| Bi- 4 | 0.081 | 0.036 | 24.5 | 26.3 | 28.0 | 0.94 | 42 |
| Bi- 5 | 0.125 | 0.033 | 27.8 | 27.6 | 30.2 | 0.91 | 42 |
| L- 3 | 0.073 | 0.044 | 21.9 | 22.3 | 22.7 | 0.98 | 43 |
| L- 4 | 0.073 | 0.043 | 22.4 | 22.3 | 23.3 | 0.96 | 44 |
| L- 5 | 0.074 | 0.041 | 23.4 | 23.7 | 24.4 | 0.97 | 44 |
| T- 3 | 0.230 | 0.036 | 24.0 | 22.7 | 28.0 | 0.81 | 41 |
| T- 4 | 0.138 | 0.035 | 26.3 | 26.1 | 28.9 | 0.90 | 45 |
| T- 5 | 0.196 | 0.030 | 29.1 | 31.3 | 33.3 | 0.94 | 45 |
| Y- 3 | 0.135 | 0.035 | 26.3 | 27.2 | 28.6 | 0.95 | 45 |
| Y- 4 | 0.129 | 0.033 | 27.9 | 29.0 | 30.3 | 0.96 | 46 |
| Y- 5 | 0.121 | 0.029 | 31.0 | 32.7 | 34.5 | 0.95 | 46 |

骨材)は単位セメント量の増加に伴って収縮ひずみもやや増加する傾向がみられ, TはBiとは逆の傾向を示し, Y(非造粒型, 膨張スラグ骨材)には明瞭な傾向はみられない。収縮ひずみの進行の程度は S'_t/S_m によって判定でき, それによると18週で約80%(全骨材平均), 骨材別ではLが収縮ひずみの一定値に近づくのがもっとも速く, 以下Bi, T, Yの順に遅くなる。また S_m が小さいほど終局値に達するのが速くなる傾向も見られる。

2. クリープ

クリープひずみと材令との関係の一例を図5.9, 図5.10, 図5.11に示す。全般的にクリープひずみはL, Yが大きく, Bi, Tは小さいが, 初期の増加率はBi, Tが大きく, 一定値に近づくのが速いのにに対して, L, Yは初期の増加率が小さくかつ一定値に近づくのが遅い傾向を示している。以下実験式によるクリープひずみの数値的解析を行なう。

$$(1) \quad f_t = \frac{t}{A+Bt} \quad (5.4)$$

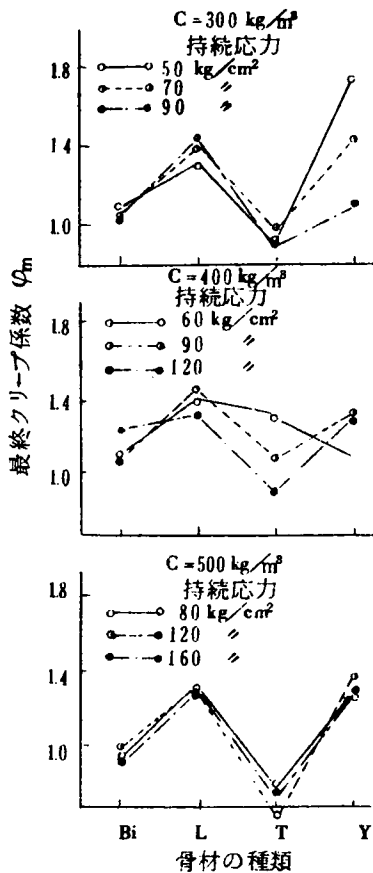


図 5.11(a) 骨材の種類と最終クリープ係数との関係

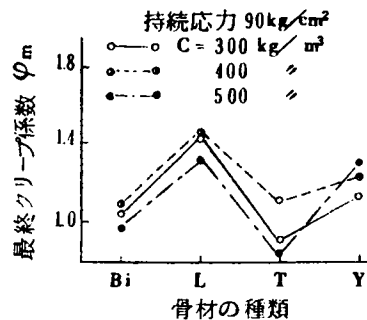


図 5.11(b) 骨材の種類と最終クリープ係数 (持続応力 90 kg/cm^2)

上式はクリープひずみの表現方法のうち全体的にもっとも適合性のよいものとされている。ここで f_t : クリープひずみ, A , B : 定数, t : 週である。係数 A , B のもつ意味は A は f_t の立ち上がりを示す定数で, t が小さいときに f_t にかなり大きい影響を与える。推定クリープ終局値 f_m は

$t \rightarrow \infty$ とすることによって $f_m = 1/B$ から求められる。すなわち B はクリープの終局値の大小に影響する定数である。測定値から得られた A , B , f_m の値を表 5.9 に示す。定数 A については各コンクリートとも導入応力度が大きいものほど A が小 (立ち上がりが急) しく、一方、骨材別では L , Y は A がやや大きいものに対して、 T , Bi は小さくなっている。したがって T , Bi は初期クリープが大きく、逆に L , Y は小さい傾向を示すことがわかる。軽量コンクリートの最終クリープはいずれも普通コンクリート (普通セメントあるいは高炉セメントを用いたコンクリート) の 2~4 倍となり、軽量コンクリートのクリープひずみの絶対値の大きいことが推察される。骨材別では L , Y の f_m が大きく、 T , Bi の約 1.5 倍となっている。

単位応力あたりの最終クリープ f_m/σ を比較すると、一般に貧配合になるにしたがっ

表 5.9 定数 A, B および算定最終クリープ値 (f_m, ϕ_m)

$$f_t = \frac{t}{A+Bt} = \frac{f_m t}{n+t}, \quad \phi = \frac{t}{a+bt} \quad (t: \text{週})$$

| コンクリートの種類 | 持続応力 (kg/cm ²) | A | B | f_m ($\times 10^{-3}$) | f_m/σ | n (週) | ϵ_0 ($\times 10^{-5}$) | a | b | ϕ_m ($t \rightarrow \infty$) |
|-----------|-------------------------------|-------|-------|-------------------------------|--------------|----------|--------------------------------------|------|------|----------------------------------------|
| Bi-3 | 50 | 0.246 | 0.036 | 27.8 | 0.56 | 6.9 | 25.8 | 6.35 | 0.93 | 1.09 |
| | 70 | 0.113 | 0.028 | 35.8 | 0.51 | 4.1 | 34.2 | 3.87 | 0.96 | 1.05 |
| | 90 | 0.145 | 0.021 | 47.6 | 0.53 | 6.9 | 45.8 | 6.64 | 0.96 | 1.04 |
| Bi-4 | 60 | 0.152 | 0.032 | 31.3 | 0.52 | 4.8 | 28.1 | 4.27 | 0.90 | 1.12 |
| | 90 | 0.088 | 0.022 | 45.5 | 0.51 | 4.0 | 41.5 | 3.65 | 0.91 | 1.09 |
| | 120 | 0.152 | 0.016 | 62.5 | 0.53 | 9.5 | 51.1 | 7.28 | 0.82 | 1.25 |
| Bi-5 | 80 | 0.154 | 0.032 | 31.3 | 0.39 | 4.8 | 33.1 | 5.10 | 1.06 | 0.95 |
| | 120 | 0.084 | 0.018 | 55.6 | 0.46 | 4.8 | 54.0 | 4.54 | 0.97 | 1.01 |
| | 160 | 0.055 | 0.014 | 71.4 | 0.44 | 3.9 | 75.3 | 4.14 | 1.05 | 0.93 |
| L-3 | 50 | 0.165 | 0.024 | 41.9 | 0.84 | 6.9 | 31.3 | 5.17 | 0.75 | 1.34 |
| | 70 | 0.138 | 0.019 | 52.6 | 0.75 | 7.3 | 37.0 | 5.11 | 0.70 | 1.42 |
| | 90 | 0.081 | 0.016 | 62.5 | 0.72 | 5.1 | 44.5 | 3.60 | 0.71 | 1.45 |
| L-4 | 60 | 0.122 | 0.023 | 43.5 | 0.73 | 5.3 | 30.6 | 3.12 | 0.71 | 1.42 |
| | 90 | 0.087 | 0.019 | 55.6 | 0.62 | 4.9 | 38.2 | 3.32 | 0.68 | 1.46 |
| | 120 | 0.049 | 0.012 | 83.3 | 0.69 | 4.1 | 60.9 | 2.99 | 0.73 | 1.37 |
| L-5 | 80 | 0.188 | 0.018 | 55.6 | 0.70 | 10.5 | 42.4 | 6.62 | 0.76 | 1.32 |
| | 120 | 0.109 | 0.017 | 58.8 | 0.49 | 6.4 | 45.3 | 4.05 | 0.77 | 1.30 |
| | 160 | 0.051 | 0.016 | 62.5 | 0.39 | 3.1 | 48.0 | 3.38 | 0.77 | 1.30 |
| T-3 | 50 | 0.139 | 0.037 | 27.1 | 0.54 | 3.8 | 29.6 | 4.19 | 1.01 | 0.92 |
| | 70 | 0.112 | 0.025 | 40.0 | 0.57 | 4.4 | 40.4 | 4.42 | 1.01 | 0.99 |
| | 90 | 0.078 | 0.019 | 55.6 | 0.59 | 4.2 | 59.0 | 1.48 | 1.12 | 0.91 |
| T-4 | 60 | 0.090 | 0.022 | 45.4 | 0.76 | 4.1 | 35.0 | 3.14 | 0.77 | 1.31 |
| | 90 | 0.064 | 0.017 | 58.8 | 0.64 | 3.7 | 51.8 | 3.31 | 0.88 | 1.11 |
| | 120 | 0.049 | 0.016 | 62.5 | 0.51 | 3.0 | 65.5 | 3.20 | 1.05 | 0.93 |
| T-5 | 80 | 0.148 | 0.038 | 26.4 | 0.34 | 4.0 | 32.9 | 4.48 | 1.25 | 0.83 |
| | 120 | 0.049 | 0.028 | 35.7 | 0.30 | 1.7 | 53.1 | 2.60 | 1.49 | 0.68 |
| | 160 | 0.067 | 0.018 | 55.6 | 0.35 | 3.7 | 71.3 | 4.79 | 1.28 | 0.78 |
| Y-3 | 50 | 0.394 | 0.024 | 41.7 | 0.83 | 16.4 | 23.5 | 9.26 | 0.56 | 1.77 |
| | 70 | 0.109 | 0.018 | 55.6 | 0.80 | 6.1 | 37.9 | 4.14 | 0.68 | 1.46 |
| | 90 | 0.081 | 0.016 | 62.5 | 0.68 | 4.9 | 53.3 | 4.31 | 0.85 | 1.14 |
| Y-4 | 60 | 0.080 | 0.031 | 32.3 | 0.54 | 2.6 | 29.2 | 2.34 | 0.91 | 1.11 |
| | 90 | 0.058 | 0.019 | 55.6 | 0.59 | 3.1 | 42.6 | 2.47 | 0.81 | 1.25 |
| | 120 | 0.047 | 0.015 | 66.7 | 0.56 | 3.1 | 55.1 | 2.59 | 0.83 | 1.21 |
| Y-5 | 80 | 0.108 | 0.022 | 45.4 | 0.56 | 4.8 | 34.4 | 3.71 | 0.76 | 1.30 |
| | 120 | 0.085 | 0.015 | 66.7 | 0.56 | 5.7 | 48.0 | 4.08 | 0.72 | 1.39 |
| | 160 | 0.061 | 0.011 | 90.9 | 0.57 | 5.5 | 69.1 | 4.22 | 0.76 | 1.31 |

てこの値が大きくなる傾向を示し、普通コンクリートと比較すると軽量コンクリートの方が相当大きく、約4倍となっている。骨材別ではBiはやや小さく、Yは大きい、全般的には骨材間に大差は認められない。 f_m/σ によってクリープひずみと持続応力の大きさとの関係を推察することができ、結果は同一骨材、配合においては比例定数は一定であると見なしてさしつかえない。したがって軽量コンクリートにおいてはDavis-Gramvilleの法則が完全に適用できると考えられる。

$$(2) \quad f_t = f_m - \frac{t}{n+t} \quad (5.5)$$

上式で $t=n$ とすると $f_t = f_m/2$ となる。すなわち n は $f_m/2$ になる時間(週)を表わす(表5.9)。これによると n の値はL, Yは約4週, Bi, Tは約2週となり、L, Yのクリープは終局値に達するのが遅いのに対して、Bi, Tは比較的速いことが推察される。

(3) クリープ係数

コンクリートの弾性係数が時間とともに変化しないと仮定すると、時間 t における弾性ひずみ ϵ_t は初期弾性ひずみ ϵ_0 と等しいと仮定できる。したがって時間 t におけるクリープ特性 φ_t は

$$\varphi_t = \frac{f_t}{\epsilon_0} = \frac{t}{\epsilon_0(A+Bt)} = \frac{1}{a+bt} \quad (5.6)$$

$$\varphi_{t \rightarrow \infty} = \varphi_m = f_m/\epsilon_0 \quad (5.7)$$

と表わすことができる。 $a, b, \epsilon_0, \varphi_m$ の値を表5.9に示す。最終クリープ特性 φ_m はL, Yで平均1.20, Bi, Tで約0.80で前者の方がかなり大きいことが推察できる。PCの設計において用いられる普通コンクリートのクリープ特性：屋外2.00, 屋内2.5~4.0に比べると軽量コンクリートのクリープ特性は骨材の種類にかかわらず相当小さいことが推察できる。単純に考えればクリープ特性が小さいとプレストレスの減退は少なくなると予想されるが、弾性係数が小さいので実際には弾性変形による減退が大きく、かつクリープ乾燥収縮による減退においても弾性係数比 n が計算式に入ってくるので、クリープ係数が小さくともプレストレスの減退はかなり大きくなる。なお軽量コンクリートのクリープ係数は初期において普通コンクリートよりも大きいことも、プレストレストコンクリートの性状にかなりの影響をおよぼすことが予想される。これらについては軽量プレストレストコ

ンクリートの項で詳しく述べる。

6. Exp. I における結論

Exp. I においては粗骨材に人工軽量骨材，細骨材に普通骨材を用いたいわゆる軽重（かるおも）コンクリートの諸性質，とくに強度，乾燥収縮，クリープについて実験を行ない考察を加えたが，得られた結果を要約するとつぎのとおりである。

- (1) 川砂軽量粗骨材コンクリートは普通コンクリートの約20%の重量軽減が可能である。
- (2) 軽量コンクリートの静弾性係数は骨材の種類によって相当異なり，圧縮強度の $\frac{1}{3}$ 附近で $17 \sim 27 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にある。
- (3) 本実験に関する限りにおいては，軽量コンクリートの乾燥収縮は普通コンクリートよりも小さく，終局値は $25 \sim 35 \times 10^{-5}$ 程度と推定される。乾燥収縮は骨材種別によって相当異なり，一般に造粒型骨材に比べて非造粒型骨材の方が収縮ひずみが大きく現われ，なおまた同じ造粒型でも原料によって若干差があることがわかる。またセメント量が増大すると収縮ひずみは若干増加する傾向がある。
- (4) 種々の軽量骨材を用いたコンクリートのクリープひずみは普通コンクリートよりも大きく，また推定最終クリープ係数 ϕ_m は骨材の種類，配合，持続荷重の大きさによって若干差があるが，ほぼ1.0～1.5程度となり，普通コンクリートの ϕ_m よりも一般に小さくなる。プレストレストコンクリートや合成げたなどの設計に用いられる普通コンクリートのクリープ係数：屋外2.00，屋内2.5～4.0に比べると，軽量コンクリートのクリープ係数は非常に小さいので，実際の設計において普通コンクリートに対する値をそのまま用いることには問題がある。したがって構造物の設計に際しては，使用骨材の種類，配合，環境条件などを十分考慮して，乾燥収縮，クリープ係数などを正確に推定す

る必要があると考えられる。

7. Exp.Ⅱにおけるコンクリートの強度 および弾性係数

Exp.Ⅱで得られた各種コンクリートの強度 および弾性係数を表 5. 10, 表 5. 11, 図 5. 12, 図 5. 13 に示す。軽量コンクリートの破壊強度はこれまでに得られた研究によって, 同一条件の配合では普通コンクリートと同程度であることが確められているが, 本実験においても同様の結果が得られた。また, 軽量コンクリートの強度の時間的变化は, コンクリート打設後 7 日で, 終局強度と見なされる 91 日強度の約 70%, 28 日で約 85~90%で, 以後材令による強度の伸びは非常に少なく, この傾向は普通コンクリートと同様である。一方, 引張強度は圧縮強度の約 1/12, 曲げ強度は約 1/8 で, これらの比も普通コンクリートとほぼ同じ傾向を示していることがわかる。

表 5. 10 コンクリート強度⁽²⁾ および弾性係数⁽¹⁾⁽²⁾ (Exp.Ⅱ)

| unit: kg/cm ² | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| コンクリートの種別 | 材令 強度 (kg/cm ²) | 7 | 14 | 28 | 42 | 49 | 66 | 70 | 84 | 91 |
| 軽量 コンクリート (造粒型) | 圧 縮 | 28.9 | 35.6 | 41.8 | 40.5 | 40.3 | 40.0 | 41.4 | 41.9 | 42.2 |
| | 引 張 | 27.2 | 27.2 | 30.0 | | | | | | |
| | 曲 げ | 42.0 | | 45.0 | | | | | | |
| | 弾性係数 | 18.8×10 ⁴ | 19.7×10 ⁴ | 22.5×10 ⁴ | 24.2×10 ⁴ | 24.2×10 ⁴ | 22.9×10 ⁴ | 22.4×10 ⁴ | 24.9×10 ⁴ | 22.9×10 ⁴ |
| 普通 コンクリート | 圧 縮 | 33.4 | 33.5 | 38.7 | | | | | | |
| | 引 張 | 30.2 | 30.8 | 31.0 | | | | | | |
| | 曲 げ | 43.0 | | 49.5 | | | | | | |
| | 弾性係数 | 30.6×10 ⁴ | | 34.0×10 ⁴ | | | | | | |

注 (1) 圧縮強度の 33% における割線弾性係数

(2) 供試体 3 本の平均

表 5.11 軽量コンクリートの強度および静弾性係数（非造粒型）

| | σ_c | E |
|------|------------------------|---------------------------------------|
| M-7 | 290 kg/cm ² | 13.8×10^4 kg/cm ² |
| M-14 | 361 " | 16.9×10^4 " |
| M-28 | 376 " | 16.5×10^4 " |

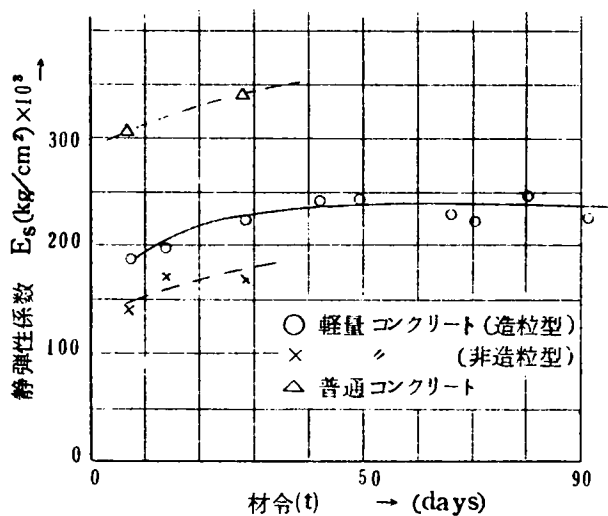


図 5.12 割線弾性係数 (E_s) と材令 (t) との関係

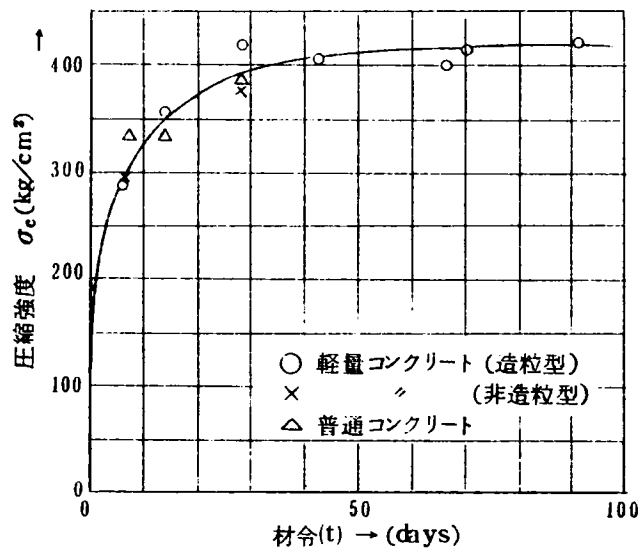


図 5.13 圧縮強度 (σ_c) と材令との関係

軽量コンクリートの弾性係数は普通コンクリートよりも相当小さく、材令28日でライオナイトコンクリートおよびメサライトコンクリートはそれぞれ普通コンクリートの約70%および55%となり、弾性係数の時間的变化は、コンクリート打設後28日までは弾性係数は急激に増加するが、それ以後の増加率は非常に少ない。

8. Exp.Ⅱ－実験1（圧縮，曲げ，引張各クリープ）の結果および考察

1. 圧縮クリープについて（Exp.Ⅱ－実験1.1）

(1) 環境条件（乾燥と湿潤（表5.12））による影響

圧縮クリープひずみと時間との関係を図5.14，図5.15に示す。全般的に軽量コンクリートのクリープは、普通コンクリートと比較して環境条件（湿度），載荷時材令いかにかわらず大きく、載荷後120日について両者を比較すると（LD-7：ND-7，LD-28：ND-28）いずれも軽量コンクリートのクリープは普通コンクリートの約1.5倍となっている。

環境条件（湿度）のクリープにおよぼす影響は、軽量コンクリートの方が普通コンクリ

表5.12 試験条件

| 記号 | コンクリートの種別 | 環境条件 | 持続荷重作用時材令 |
|-------|-----------|---------------|-----------|
| LD-7 | 軽量コンクリート | 乾燥（80% R.H.） | 7日 |
| LD-28 | 〃 | 〃 | 28〃 |
| LW-7 | 〃 | 湿潤（100% R.H.） | 7〃 |
| LW-28 | 〃 | 〃 | 28〃 |
| ND-7 | 普通コンクリート | 乾燥（80% R.H.） | 7〃 |
| ND-28 | 〃 | 〃 | 28〃 |
| NW-7 | 〃 | 湿潤（100% R.H.） | 7〃 |
| NW-28 | 〃 | 〃 | 28〃 |

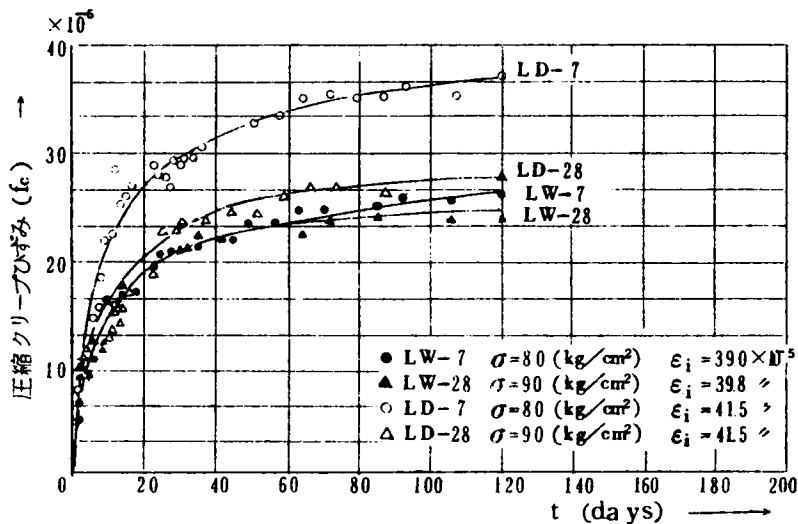


図 5. 14 軽量コンクリートのクリープひずみ (f_c) と持続荷重載荷後時間 (t) との関係

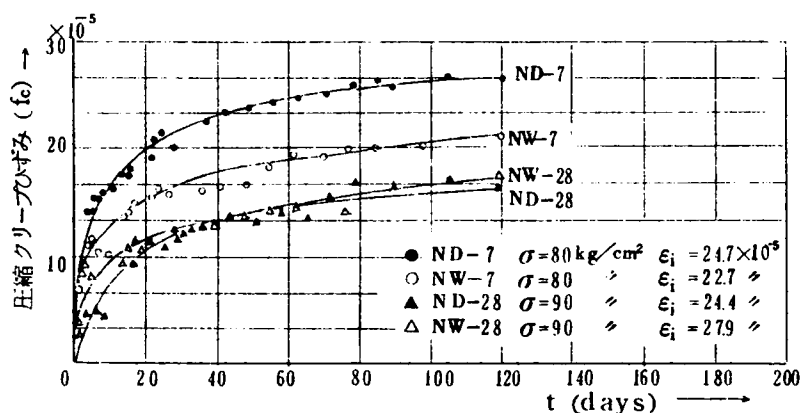


図 5. 15 普通コンクリートのクリープひずみ (f_c) と載荷後材令 (t) との関係

注) L: 軽量コンクリート W: 湿潤状態 σ : 持続応力
 N: 普通コンクリート 7: 載荷時材令 7 日 ϵ_i : 初期弾性変形
 D: 乾燥状態 28: 28 日

(図 5. 14, 図 5. 15 共通)

ートよりもはるかに大きく、ことに初期材令 (7 日) で載荷した場合に著しく現われる。
 すなわち図 5. 14 に示した LD-7 と LW-7 のクリープひずみを比較すると、載荷後 120 日
 において LD は LW の約 1.5 倍であるのに対して ND-7 は NW-7 の約 1.3 倍、また 一
 方 LD-28 は LW-28 の約 1.1 倍であるが、普通コンクリート 28 日載荷では 環境条件
 の影響はほとんど現われない。曲線について考察しても載荷後 5 日程度までは環境条件に

よる差はほとんど現われないが、それ以後乾燥状態におけるクリープひずみが急激に増大することがわかる。このように環境条件とくに乾燥状態がコンクリートのクリープに非常に大きい影響をおよぼすが、これはコンクリートのクリープがコンクリートに作用する応力によって、コンクリート中の水分が外部に浸出するために起こるといわれているいわゆる seepage 理論に起因するものと考えられる。したがって 軽量骨材の吸水率が普通骨材より大きいので、コンクリート中に存在する水分も多く、軽量コンクリートの方が環境条件による影響を大きく受けることになる。

(2) 載荷時材令による影響

載荷時材令 7 日、28 日における導入応力の大きさが $80, 90 \text{ kg/cm}^2$ と異なるため、載荷時材令のクリープにおよぼす影響については、単位応力あたりのクリープについて考察を行なう (図 5.16 ~ 図 5.19)。図 5.16, 図 5.18 より湿潤状態においては載荷時材令

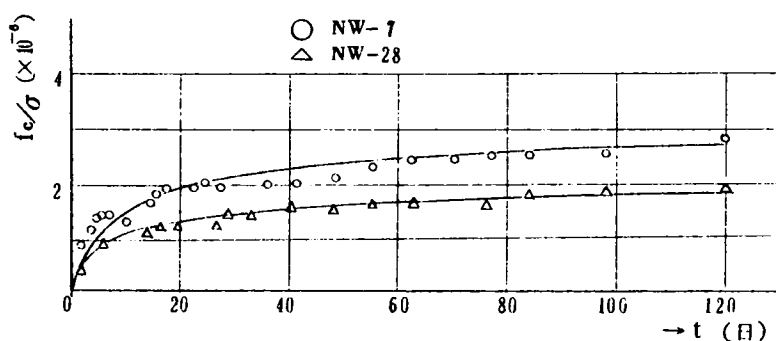


図 5.16 $f_c/\sigma \sim t$ 曲線 (普通コンクリート, 湿潤状態)

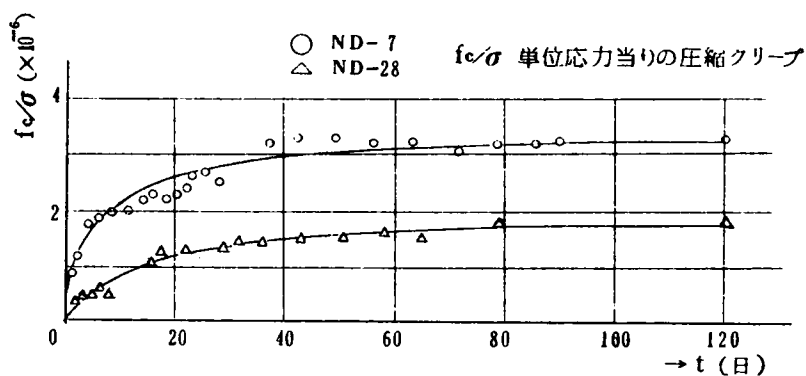


図 5.17 $f_c/\sigma \sim t$ 曲線 (普通コンクリート, 乾燥状態)

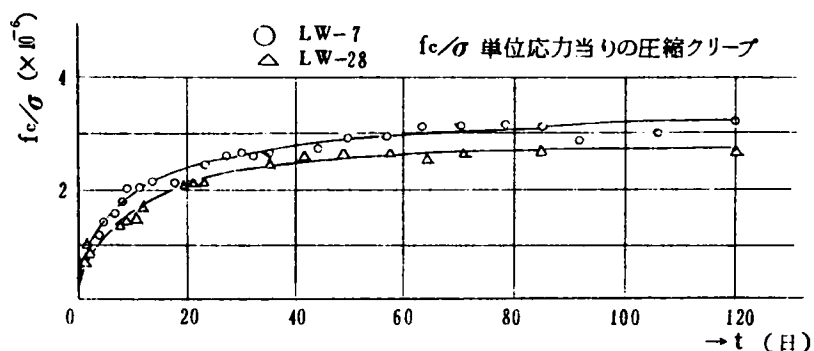


図 5.18 $f_c/\sigma \sim t$ 曲線 (軽量コンクリート, 湿潤状態)

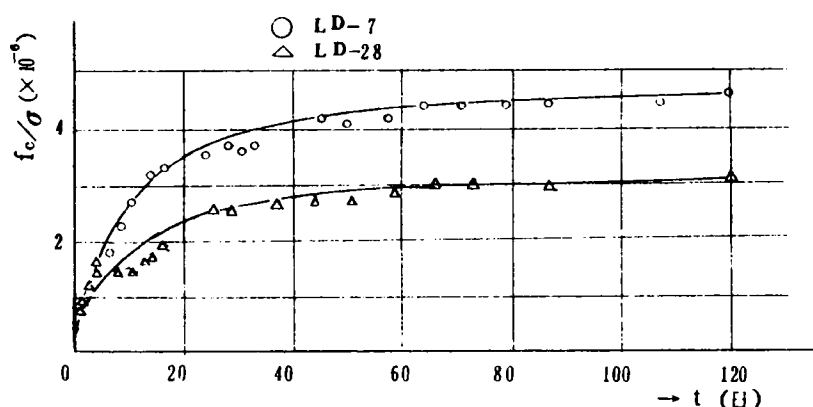


図 5.19 $f_c/\sigma \sim t$ 曲線 (軽量コンクリート, 乾燥状態)

によるクリープ差は小さいが、図 5.17, 図 5.19 より乾燥状態のクリープ ひずみについて考えると、材令 7 日載荷の場合の方が 28 日載荷のものよりもクリープが大きく、普通コンクリートで約 1.7 倍、軽量コンクリートで約 1.5 倍に達する。この原因については、骨材の吸水率の差、コンクリート中の有効水量と水セメント比、乾燥による強度あるいは弾性係数の変化など種々考えられるが、2 材令についての実験結果のみからは原因を明確にすることはできない。いずれにしても載荷時材令のクリープにおよぼす影響は、載荷時材令が早いほど、また乾燥状態におかれるほど大きく現われることがわかる。

(3) 終局クリープひずみ、クリープ係数およびクリープ速度

クリープと時間との関係が双曲線で表わされると仮定すると、実験式から終局ひずみ、クリープ係数を推定することができる。この双曲線は 5 で示したように次式で表わされる。

$$f_t = \frac{t}{A+Bt} = \frac{tf_m}{n+t} \quad (5.8)$$

ここで用いる記号は 5 と同様である。実験定数 A, B, f_m, n の各値を表 5.13 に示す。表 5.13 より、軽量コンクリートの終局クリープひずみ f_m は普通コンクリートよりも大きく、約 1.5 倍となる。またクリープ係数で比較すると、載荷時材令にかかわらず普通コンクリートの方が大きく、軽量コンクリートのクリープ係数は普通コンクリートの約 85% 程度となる。

表 5.13 圧縮クリープにおける定数 A, B, n および算定最終クリープ値 (f_m, φ_m)

| コンクリートの種別 | | 持続 応力 | 初弾 性ひずみ | 回復時 弾性ひずみ | $\varepsilon_r/\varepsilon_0$ | A | B | 最終 クリープ ひずみ | n | 最終 クリープ 係数 |
|-----------------------|-------|-----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------|-------|------------------------|------|------------------|
| | | (kg/cm^2) | $\varepsilon_i (\times 10^{-5})$ | $\varepsilon_r (\times 10^{-5})$ | | | | $f_m (\times 10^{-5})$ | 日 | φ_m |
| 軽量 コンクリート (造粒型) | LD-7 | 80 | 41.5 | 37.2 | 0.90 | 0.27 | 0.026 | 38.5 | 10.4 | 0.93 |
| | LW-7 | 80 | 39.0 | 34.4 | 0.88 | 0.28 | 0.039 | 25.6 | 7.2 | 0.66 |
| | LD-28 | 90 | 42.0 | 38.0 | 0.90 | 0.35 | 0.035 | 28.6 | 8.2 | 0.68 |
| | LW-28 | 90 | 39.8 | 37.0 | 0.93 | 0.27 | 0.040 | 25.0 | 6.8 | 0.63 |
| 普通 コンクリート | ND-7 | 80 | 24.7 | 16.1 | 0.65 | 0.25 | 0.036 | 27.8 | 7.0 | 1.13 |
| | NW-7 | 80 | 22.7 | 17.7 | 0.78 | 0.46 | 0.046 | 21.8 | 10.0 | 0.96 |
| | ND-28 | 90 | 24.4 | 21.0 | 0.86 | 0.88 | 0.053 | 18.9 | 16.6 | 0.77 |
| | NW-28 | 90 | 27.9 | 23.3 | 0.84 | 0.63 | 0.059 | 17.0 | 10.7 | 0.61 |

$$f_t = \frac{t}{A+Bt} = \frac{f_m t}{n+t}, \quad \varphi_m = \frac{f_m}{\varepsilon_i}$$

図 5.20～5.23 にクリープ速度と時間との関係を示すが、これらの図表より載荷時材令はクリープ速度にあまり大きい影響を与えないが、乾湿の影響はかなり認められ、湿潤状態におかれた方が乾燥状態の場合よりもひずみ速度がかなり小さいことがわかる。また全般的に軽量コンクリートの方がひずみ速度が大きく、載荷後初期においてその傾向が著しい。これらの要因はクリープひずみを各材令にわけて考えるとある程度の説明を行なうことができるが、これらの詳細については 11 で述べることにする。

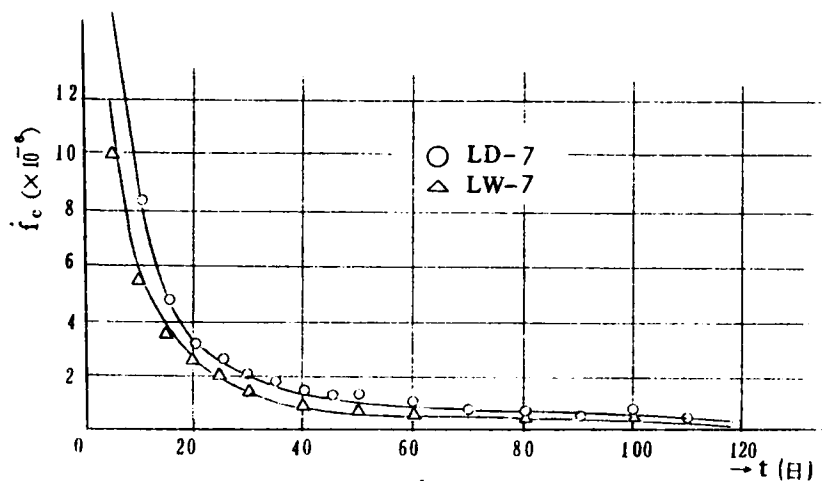


図 5.20 クリープ速度 (\dot{f}_c) ~ t 曲線

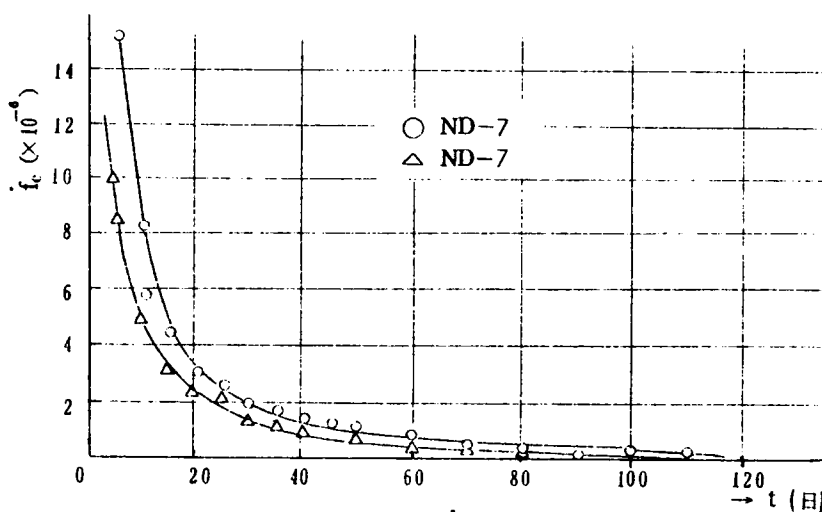


図 5.21 クリープ速度 (\dot{f}_c) ~ t 曲線

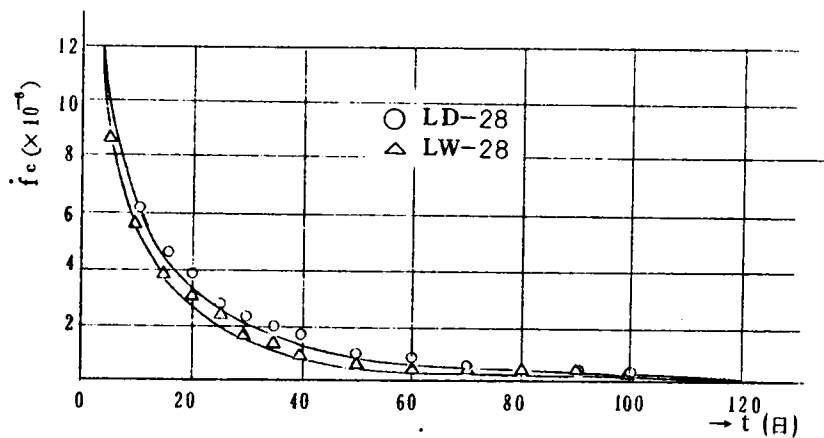


図 5.22 クリープ速度 (\dot{f}_c) ~ t 曲線

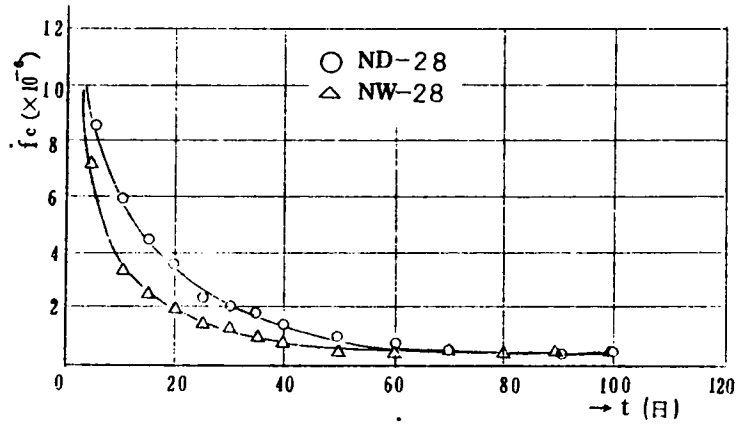


図 5.23 クリープ速度 (f_c) \sim t 曲線

(4) 回復クリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは、回復性ひずみ（遅延弾性ひずみ）と非回復性ひずみ

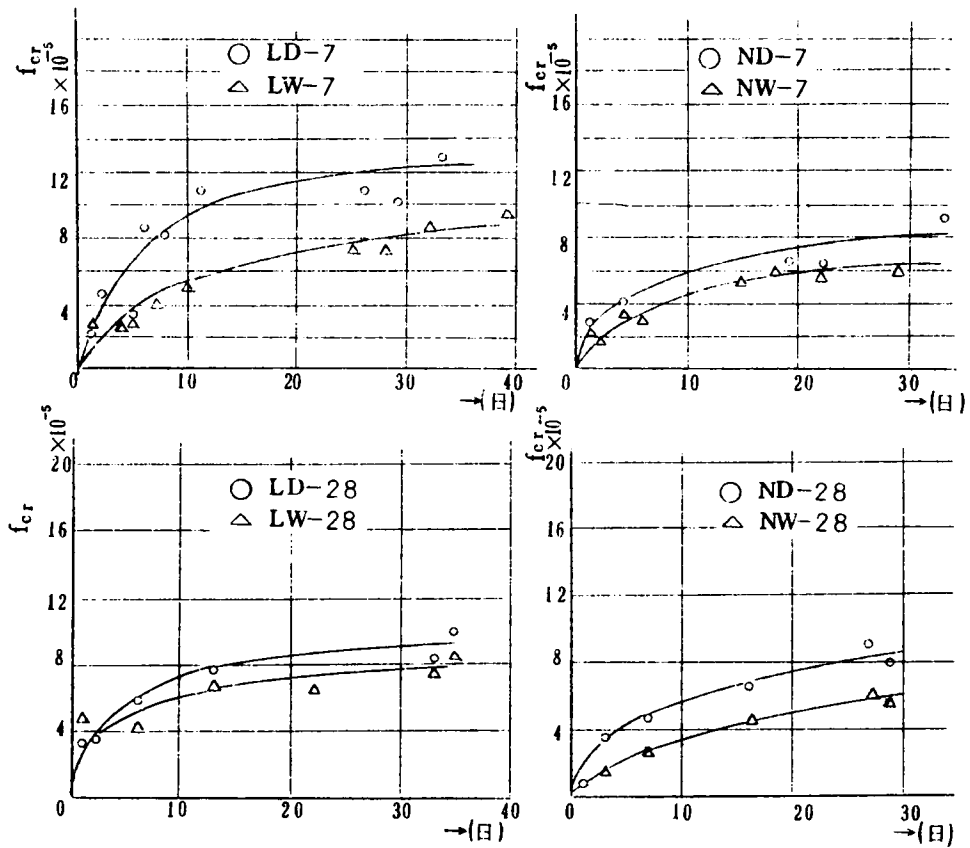


図 5.24 回復圧縮クリープ (f_{cr}) \sim t 曲線

とに大別することができる。本実験ではそれらの成分を検討するため、載荷後 120 日で除荷し回復性ひずみ（以下回復クリープと称する）を測定したが、その結果を図 5.24 および表 5.14 に示す。図 5.24 より乾燥状態（記号 D）の回復クリープは湿潤状態よりも大きく、材令 7 日載荷で約 1.5 倍，28 日載荷で約 1.3 倍である。一方軽量コンクリートの回復クリープは普通コンクリートよりも大きい，載荷時材令で若干異なり，7 日で 1.5 倍，28 日で 1.1 倍となっている。回復クリープを除荷時の全クリープの比で表わすと，軽量コンクリートにおいては載荷時材令に関係なく約 33% であり，また軽量コンクリートと普通コンクリートとでは前者の方がやや大きい。

表 5.14 除荷後 30 日における回復クリープと除荷時のクリープとの比
(圧縮クリープ試験)

| | 軽量コンクリート | | | | 普通コンクリート | | | |
|---------------------|-------------------------------|------------|------------|------------|-------------------------------|------------|------------|------------|
| | LD-7 | LW-7 | LD-28 | LW-28 | ND-7 | NW-7 | ND-28 | NW-28 |
| f_{c120} | $\frac{\times 10^{-5}}{37.0}$ | 26.3 μ | 27.8 μ | 24.6 μ | $\frac{\times 10^{-5}}{26.0}$ | 21.0 μ | 17.0 μ | 16.5 μ |
| f_{cr30} | $\frac{\times 10^{-5}}{12.2}$ | 8.2 μ | 9.0 μ | 7.7 μ | $\frac{\times 10^{-5}}{8.0}$ | 6.3 μ | 8.6 μ | 6.0 μ |
| f_{cr30}/f_{c120} | 0.330 | 0.312 | 0.324 | 0.313 | 0.308 | 0.300 | 0.505 | 0.364 |

f_{c120} : 除荷時の圧縮クリープ (載荷後 120 日)

f_{cr30} : 除荷後 30 日における回復ひずみ

2. 引張クリープ (Exp. II—実験 1.2)

引張クリープひずみの測定結果を図 5.25～5.28，クリープ速度を図 5.29，終局クリープ，クリープ係数を表 5.15，引張回復クリープを図 5.30，表 5.16 にそれぞれ示す。図 5.25～5.28 より軽量コンクリートの引張クリープひずみは普通コンクリートよりもはるかに大きく，載荷後 120 日において LD-7 は ND-7 の約 1.8 倍，LD-28 は ND-28 の約 2.4 倍にも達する。引張クリープ時間曲線は載荷後初期においてクリープの時間的変化が小さく，したがって曲線の曲率が小さい。環境条件の引張クリープにおよぼす影響は，圧縮クリープの場合と同様に軽量コンクリートにおいて大きく現われるが，圧縮クリープほど著しくないようである。

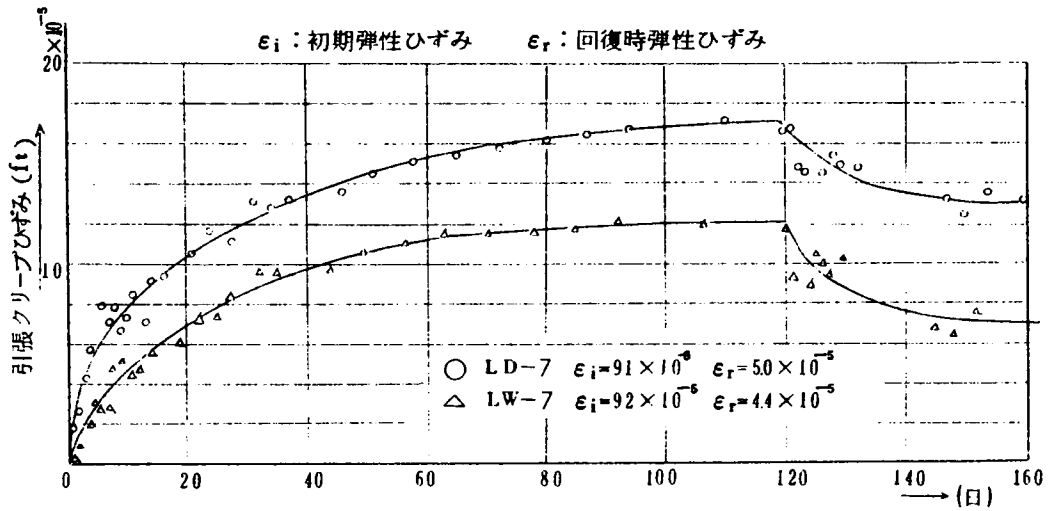


図 5.25 引張クリープ (f_t) \sim t 曲線 (LD-7, LW-7)

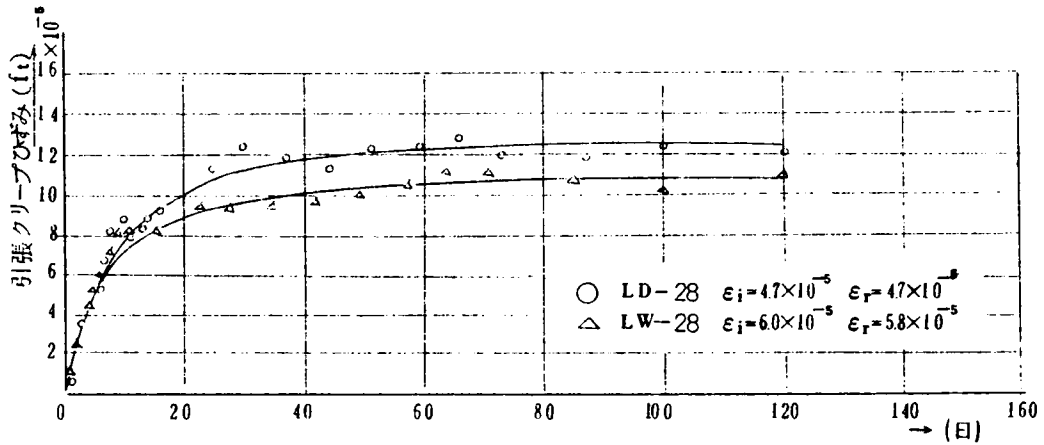


図 5.26 引張クリープ (f_t) \sim t 曲線 (LD-28, LW-28)

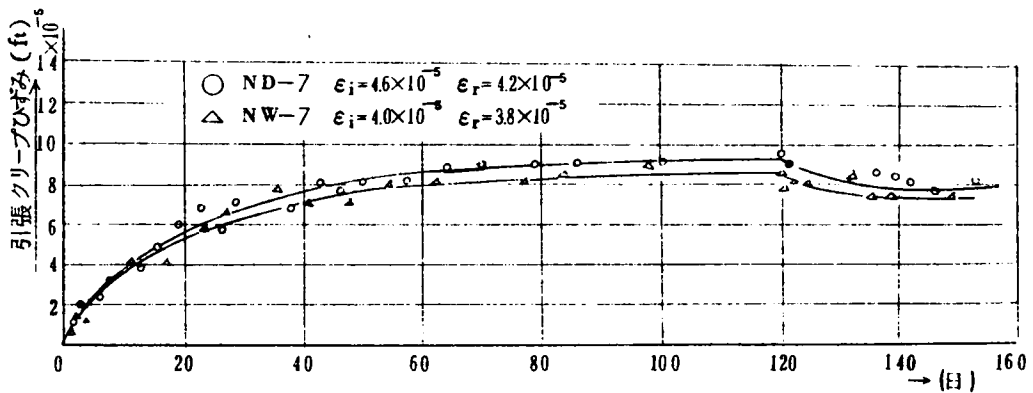


図 5.27 引張クリープ (f_t) \sim t 曲線 (ND-7, NW-7)

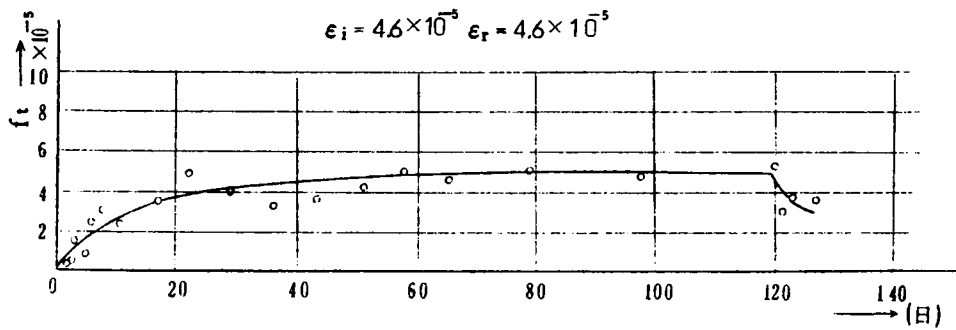


図 5.28 引張クリープ (f_t) \sim t 曲線 (ND-28)

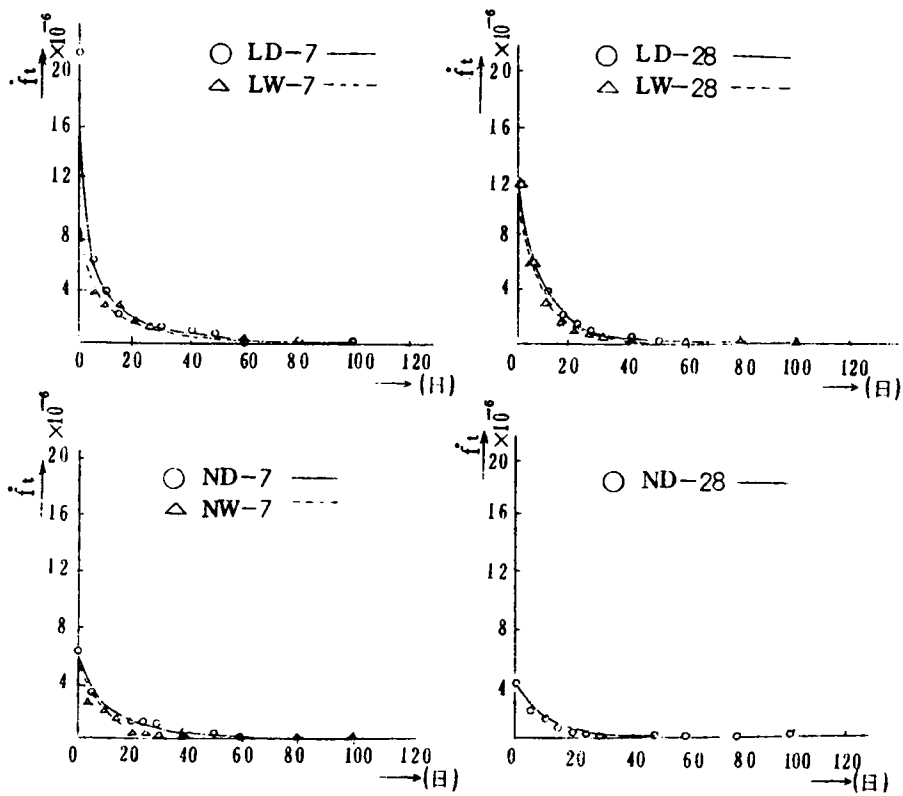


図 5.29 引張クリープの速度 (\dot{f}_t) \sim t 曲線

軽量コンクリートのクリープひずみ速度は、普通コンクリートに比して載荷後初期ではかなり大きい(20日間程度) それ以後はほとんど差はなく、この傾向は載荷時材令に関係ないようである。軽量コンクリートのクリープ係数は材令7日載荷の場合普通コン

表 5.15 引張クリープにおける定数 A, B, n および算定最終クリープ値
(f_m, φ_m)

| コンクリートの種類 | | 持続 応力 | 初 期 弾 性 ひ ず み | 回復時 弾 性 ひ ず み | $\varepsilon_r/\varepsilon_i$ | A | B | 最 終 クリープ ひ ず み | n | 最 終 クリープ 係 数 |
|-------------------------------------------|-------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|------|-------|-----------------------|------|--------------------|
| | | (kg/cm^2) | $\varepsilon_i(\times 10^{-5})$ | $\varepsilon_r(\times 10^{-5})$ | | | | $f_m(\times 10^{-5})$ | | φ_m |
| 軽 量 コン 크 リ ー ト (造粒型) | LD-7 | 10 | 9.1 | 8.0 | 0.88 | 1.02 | 0.050 | 20.0 | 20.4 | 2.20 |
| | LW-7 | 10 | 9.2 | 8.4 | 0.91 | 1.43 | 0.071 | 14.1 | 20.2 | 1.53 |
| | LD-28 | 10 | 5.7 | 4.7 | 0.83 | 0.40 | 0.077 | 13.0 | 5.2 | 2.24 |
| | LW-28 | 10 | 6.0 | 5.8 | 0.97 | 0.53 | 0.087 | 11.5 | 6.1 | 1.92 |
| 普 通 コン 크 リ ー ト | ND-7 | 10 | 4.6 | 4.2 | 0.91 | 1.62 | 0.092 | 10.9 | 15.9 | 2.37 |
| | NW-7 | 10 | 4.0 | 3.8 | 0.95 | 0.30 | 0.104 | 9.6 | 2.9 | 2.40 |
| | ND-28 | 10 | 4.6 | 4.6 | 1.00 | 2.00 | 0.182 | 5.5 | 11.0 | 1.20 |

$$f_t = \frac{t}{A+Bt} = \frac{f_m t}{n+t}, \quad \varphi_m = \frac{f_m}{\varepsilon_i}$$

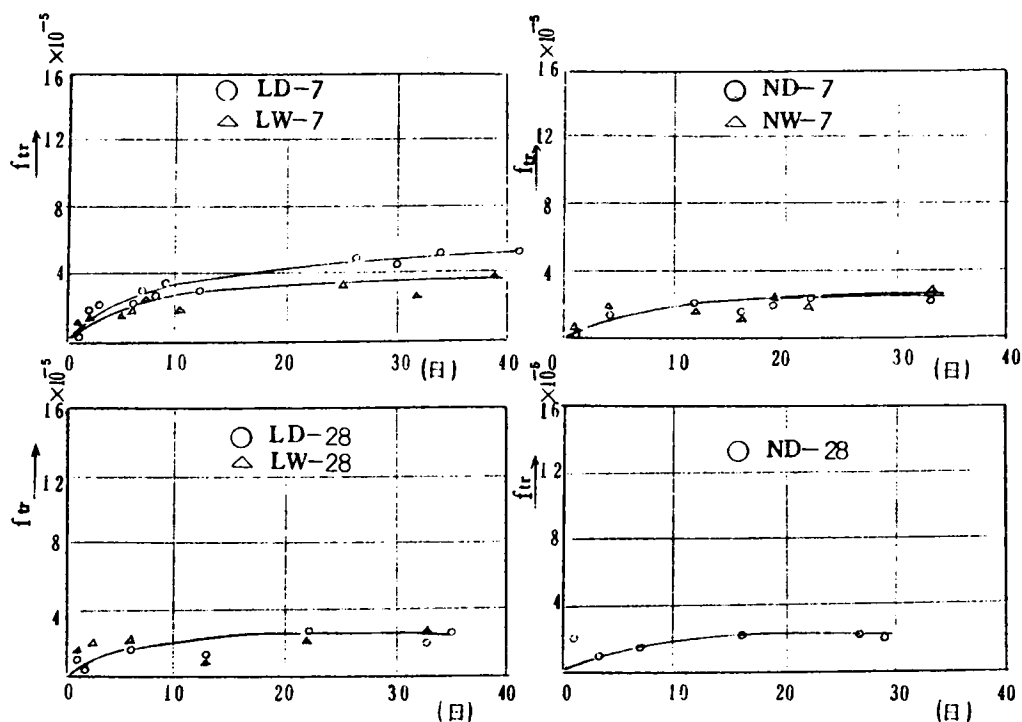


図 5.30 回復引張クリープ (f_{tr}) ~ t 曲線

表 5. 16 除荷後 30 日における回復クリープひずみと除荷時のクリープとの比
(引張クリープ試験)

| | 軽量コンクリート | | | | 普通コンクリート | | |
|---------------------|--------------------------|------------|------------|------------|-------------------------|-----------|-----------|
| | LD-7 | LW-7 | LD-28 | LW-28 | ND-7 | NW-7 | ND-28 |
| f_{t120} | $\times 10^{-5}$ 16.9 | 12.0 μ | 12.5 μ | 10.8 μ | $\times 10^{-5}$ 9.3 | 8.5 μ | 5.1 μ |
| f_{tr30} | $\times 10^{-5}$ 4.8 | 3.6 μ | 3.6 μ | 2.3 μ | $\times 10^{-5}$ 2.4 | 2.6 μ | 2.3 μ |
| f_{tr30}/f_{t120} | 0.284 | 0.300 | 0.200 | 0.213 | 0.258 | 0.306 | 0.451 |

クリートと大差はないが，材令 28 日載荷においては圧縮クリープ係数とは逆に軽量コンクリートの方が大きく現われて，一方軽量コンクリートの終局クリープひずみは普通コンクリートの約 2 倍と相当大きい。

引張回復クリープひずみは後述する曲げの場合と同様，ひずみ量が非常に小さく測定誤差範囲にあり，厳密な比較を行なうことはできない。ただ圧縮クリープとは逆に回復時クリープひずみに対する除荷時全クリープひずみの比が若干小さくなり ($f_{tr30}/f_{t120} \approx 0.25$)，かつ載荷時材令によってもわずかに差が現われる傾向を有していることが推察される。

3. 曲げクリープ (Exp. II—実験 1.3)

曲げクリープひずみの測定結果，クリープ速度，終局クリープおよびクリープ係数，曲げ回復クリープをそれぞれ，図 5.31～5.37，図 5.38，表 5.17，図 5.39，表 5.18 に示す。

曲げクリープにおいてははりの圧縮縁では圧縮クリープ，引張縁では引張クリープを呈し，過去の研究でこれら圧縮，引張クリープはほぼ等しいことが確められている。本実験の結果をみると，圧縮クリープおよび引張クリープの大きさは，コンクリートの種類，環境条件，載荷時材令などによって異なり，軽量コンクリートでは載荷時材令，環境状態にかかわらず引張側クリープの方が大きく現われている。この傾向は普通コンクリートの若材令載荷の場合にも見られるが，長期材令載荷 (28 日) では両クリープの差はほとんど

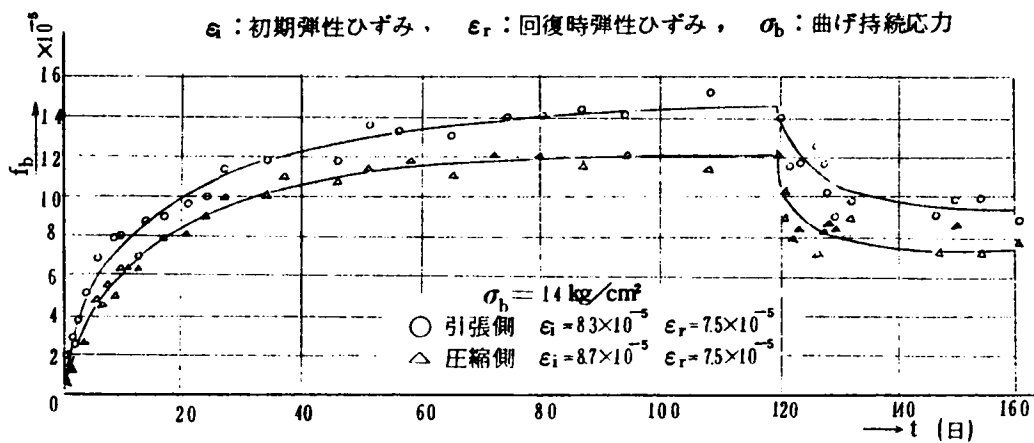


図 5.31 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (LD-7)

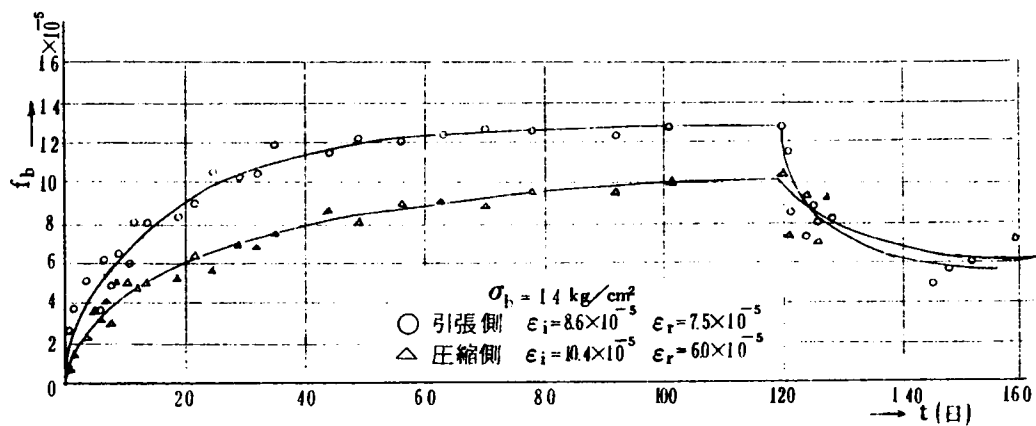


図 5.32 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (LW-7)

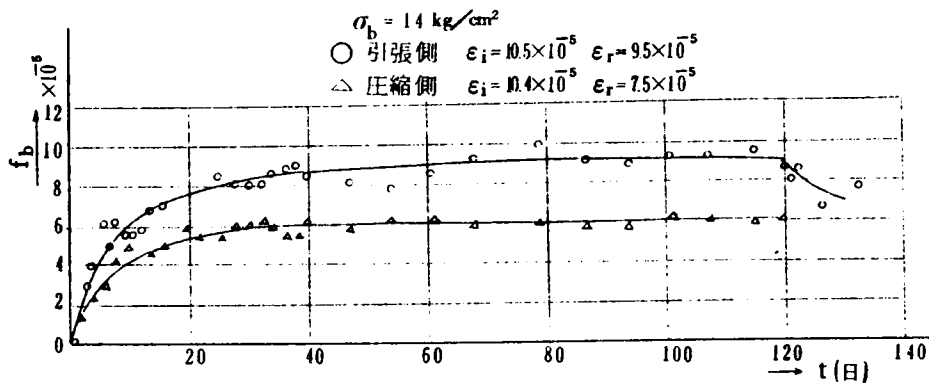


図 5.33 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (LD-28)

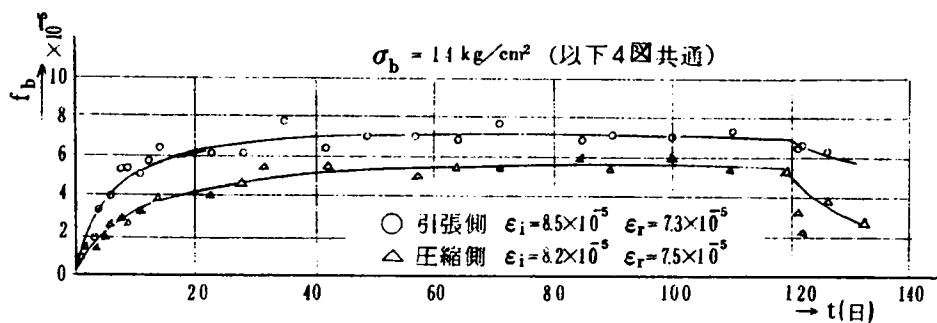


図 5.34 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (LW-28)

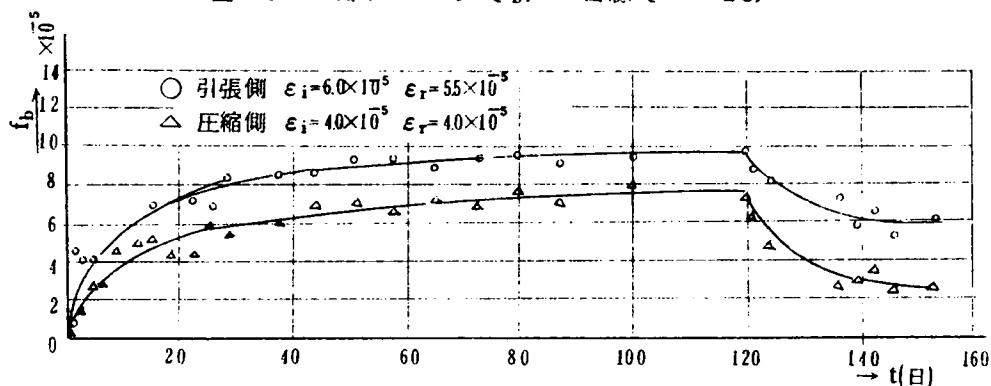


図 5.35 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (ND-7)

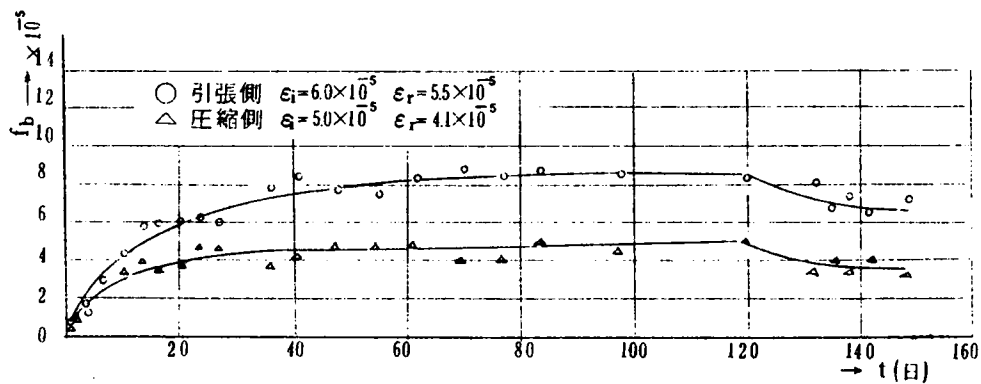


図 5.36 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (NW-7)

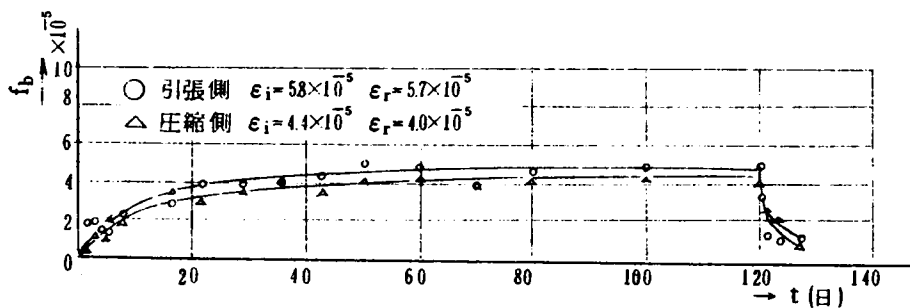


図 5.37 曲げクリープ (f_b) ~ t 曲線 (ND-28)

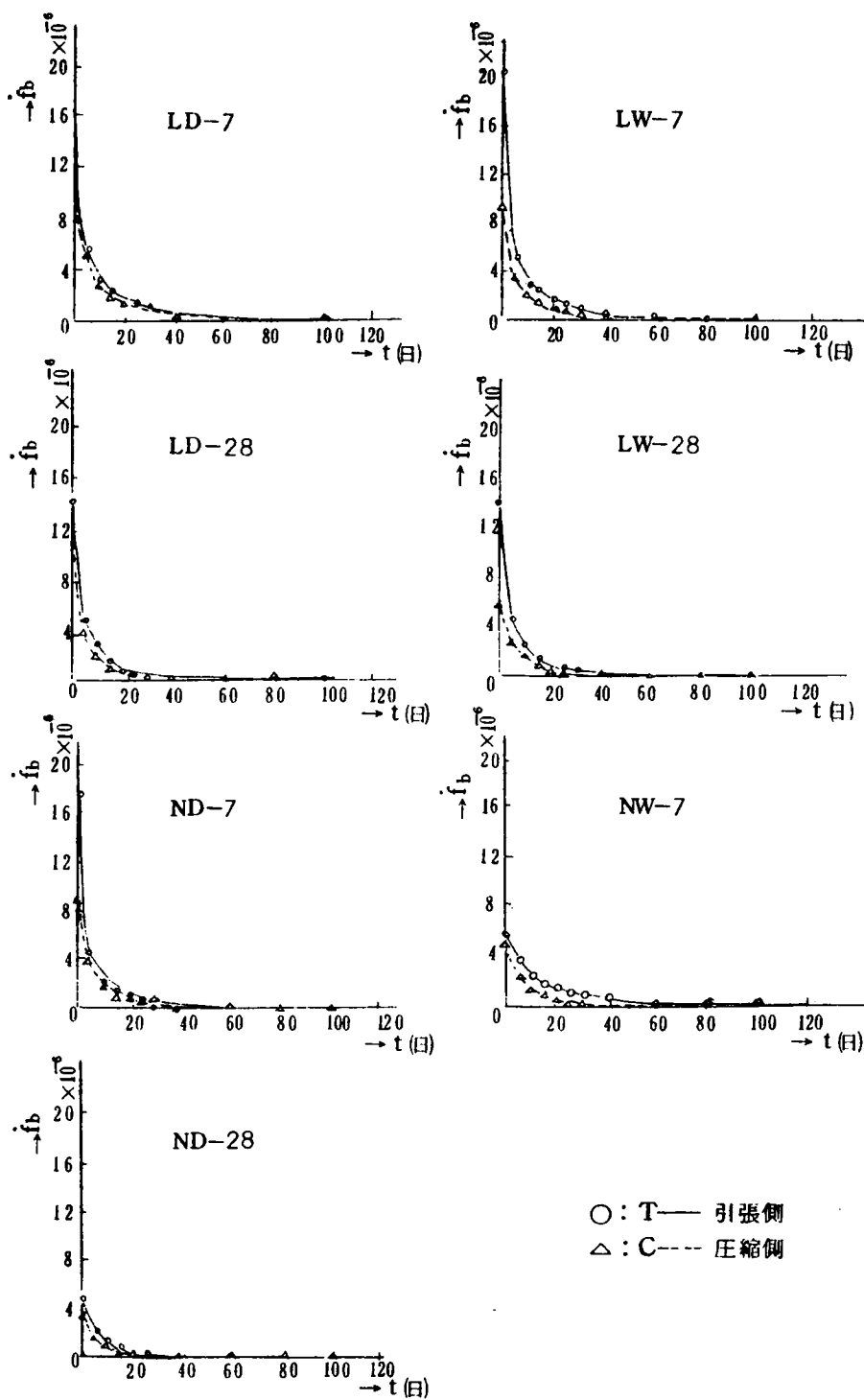


図 5.38 クリープ速度 (\dot{f}_b) ~ t 曲線

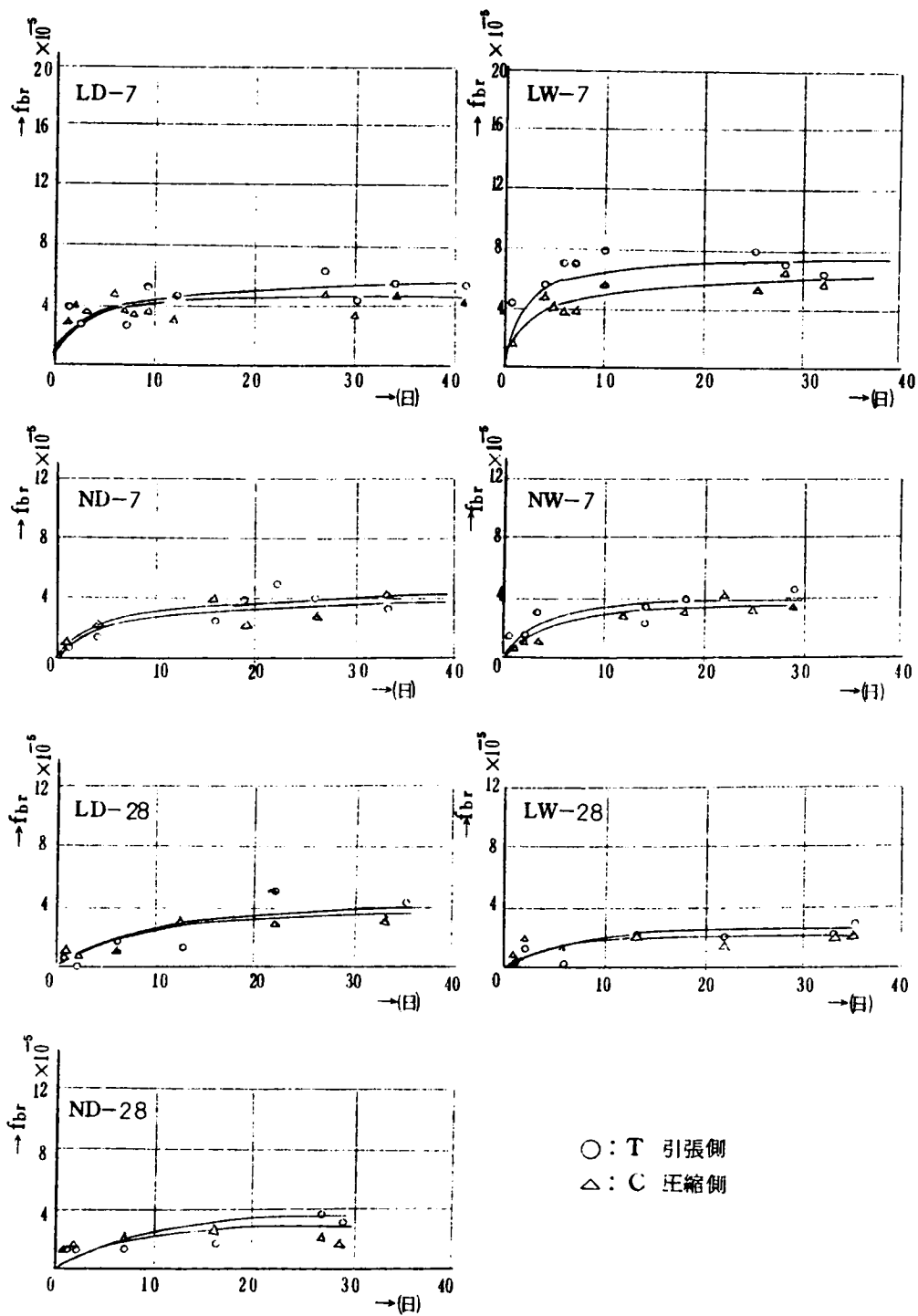


図 5.39 回復クリープ (f_{br}) \sim t 曲線 (曲げクリープ)

表 5. 17. 曲げクリープにおける定数 A, B, n および算定最終クリープ値
(f_m, ϕ_m)

| コンクリートの種別 | | | 持続 応力 | 初弾性 ひずみ | 回復時 弾性 ひずみ | ϵ_r/ϵ_i | A | B | 最終 クリープ ひずみ | n | 最終 クリープ係 数 |
|-----------------------|-------|---|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------|------|-------|-----------------------|------|------------------|
| | | | (kg/cm^2) | $\epsilon_i(\times 10^{-5})$ | $\epsilon_r(\times 10^{-5})$ | | | | $f_m(\times 10^{-5})$ | 日 | ϕ_m |
| 軽量 コンクリート (造粒型) | LD-7 | T | 15 | 8.3 | 7.5 | 0.90 | 0.70 | 0.064 | 15.6 | 10.9 | 1.88 |
| | | C | 15 | 8.7 | 7.5 | 0.86 | 0.94 | 0.075 | 13.3 | 11.4 | 1.53 |
| | LW-7 | T | 15 | 8.6 | 7.5 | 0.87 | 0.79 | 0.072 | 13.9 | 11.0 | 1.62 |
| | | C | 15 | 9.0 | 6.0 | 0.67 | 1.65 | 0.086 | 11.6 | 19.1 | 1.12 |
| | LD-28 | T | 15 | 10.5 | 9.5 | 0.90 | 0.61 | 0.104 | 9.6 | 5.9 | 0.91 |
| | | C | 15 | 10.6 | 7.5 | 0.71 | 0.87 | 0.154 | 6.5 | 5.7 | 0.61 |
| | LW-28 | T | 15 | 8.5 | 7.3 | 0.86 | 0.60 | 0.133 | 7.5 | 4.5 | 0.88 |
| | | C | 15 | 8.2 | 7.5 | 0.91 | 1.68 | 0.161 | 6.2 | 10.4 | 0.76 |
| 普通 コンクリート | ND-7 | T | 15 | 6.0 | 5.5 | 0.92 | 1.03 | 0.095 | 10.5 | 10.8 | 1.75 |
| | | C | 15 | 5.0 | 5.0 | 1.00 | 1.53 | 0.118 | 8.5 | 13.0 | 1.70 |
| | NW-7 | T | 15 | 6.0 | 5.5 | 0.92 | 1.32 | 0.107 | 9.3 | 12.3 | 1.55 |
| | | C | 15 | 5.0 | 4.1 | 0.82 | 1.55 | 0.195 | 5.1 | 7.9 | 1.02 |
| | ND-28 | T | 15 | 5.8 | 5.0 | 0.86 | 2.00 | 0.183 | 5.5 | 11.0 | 0.95 |
| | | C | 15 | 4.4 | 4.0 | 0.91 | 2.32 | 0.205 | 4.9 | 11.4 | 1.11 |

$$C: \text{圧縮側}, \quad T: \text{引張側}, \quad f_t = \frac{t}{A+Bt} = \frac{f_{mt}}{n+t}, \quad \phi_m = \frac{f_m}{\epsilon_i}$$

表 5. 18 除荷後 30 日における回復クリープひずみと除荷時クリープとの比 (曲げクリープ)

| | 軽 量 コ ン ク リ ー ト | | | | | | | | 普 通 コ ン ク リ ー ト | | | | | |
|-------------------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | LD-7 | | LW-7 | | LD-28 | | LW-28 | | ND-7 | | NW-7 | | ND-28 | |
| | T | C | T | C | T | C | T | C | T | C | T | C | T | C |
| $f_{b\ 120}\ ^*$ | 14.4 | 12.0 | 12.8 | 10.1 | 9.1 | 6.1 | 7.2 | 5.7 | 9.8 | 7.8 | 8.6 | 5.0 | 4.7 | 4.4 |
| $f_{br\ 30}\ ^*$ | 5.2 | 4.5 | 7.0 | 6.0 | 3.7 | 3.4 | 2.6 | 2.0 | 4.8 | 4.3 | 4.0 | 3.4 | 3.6 | 2.7 |
| $f_{br\ 30}/f_{b\ 120}$ | 0.360 | 0.375 | 0.546 | 0.595 | 0.406 | 0.558 | 0.361 | 0.351 | 0.490 | 0.551 | 0.465 | 0.680 | 0.766 | 0.614 |

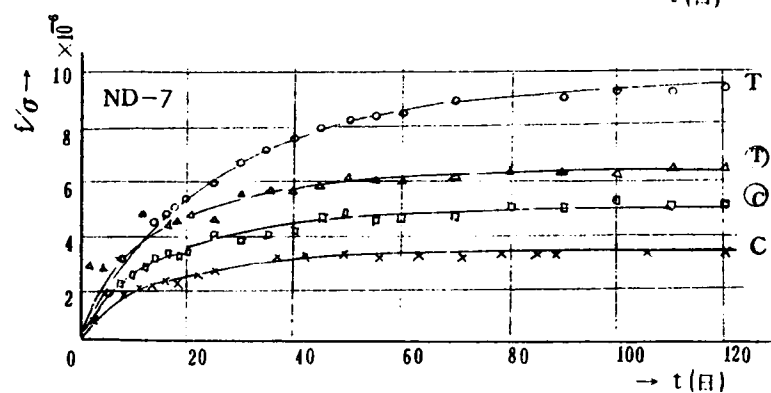
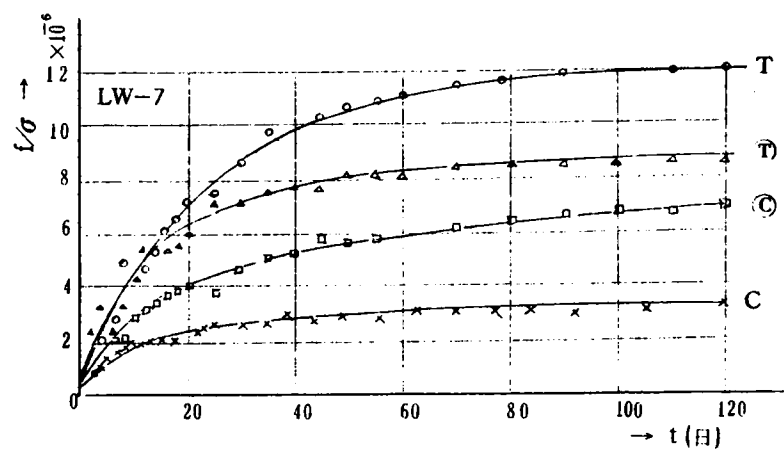
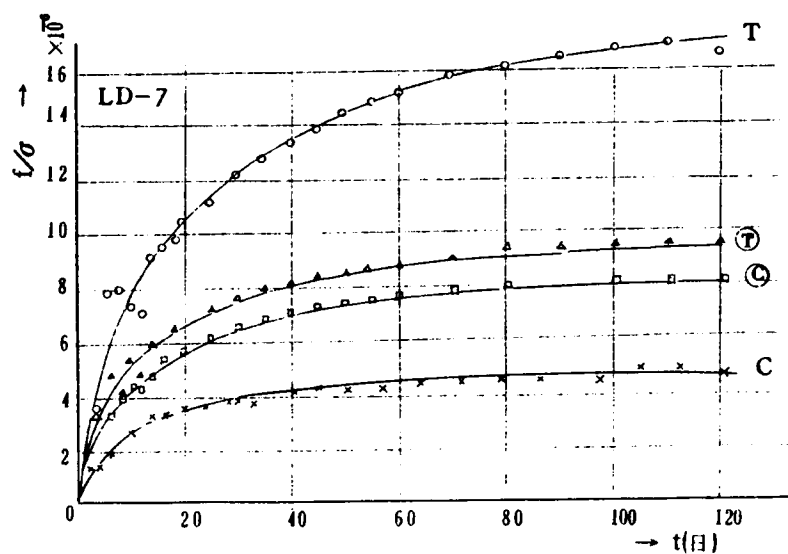
T: 引張側 C: 圧縮側
* ($\times 10^{-5}$)

認められない。軽量コンクリートと普通コンクリートのクリープ性状について比較すると、圧縮側クリープでは材令7日載荷で軽量は普通の約1.3倍、28日載荷で約1.9倍、一方引張側では材令7日載荷で軽量は普通の1.5倍、28日載荷で約1.3倍といずれの場合でも軽量コンクリートの方が大きい。これらの原因として考えられることは、骨材の吸水を含めたコンクリート中の水分は軽量コンクリートの方が大きく、クリープ理論の有力な手がかりとなっている *see page* 機構が軽量コンクリートと普通コンクリートとで異なること、はりの引張側と圧縮側とで異なることおよび持続荷重載荷時材令によっても異なることなどが考えられる。曲げクリープ速度は他の圧縮、引張クリープと同様載荷直後の速度は非常に大きく、60日以降では速度はほとんど0、すなわちクリープの増加はほとんど生じなくなる。

曲げにおけるクリープ係数は、軽量コンクリート、普通コンクリートともに載荷時材令が長くなると、クリープ係数は小さくなる傾向を示している。なおまた、引張側におけるクリープ係数は普通、軽量ともほとんど等しいが、圧縮側では普通の方が大きく現われている。曲げクリープに関する試験では、引張の場合と同様持続応力が小さいため回復クリープひずみが非常に小さく、各条件による差は測定誤差範囲にあって詳細を論ずることができない。回復クリープと除荷時全クリープとの比を検討すると普通コンクリートの方が相当大きく、軽量コンクリートでは非回復性クリープの大きいことが推察される。

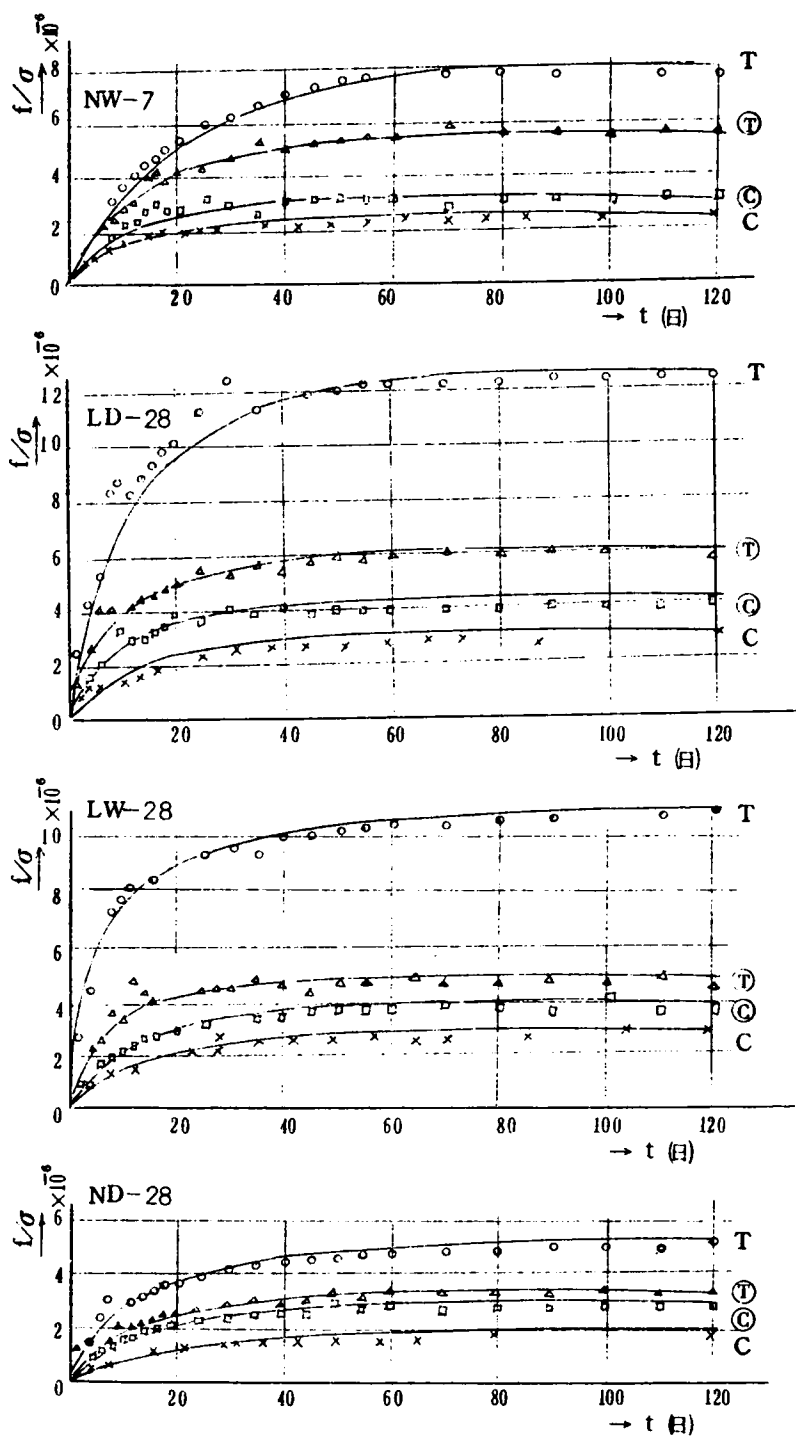
4. 圧縮クリープ、引張クリープ、曲げクリープの検討

図5.40、図5.41は圧縮クリープ、引張クリープ、曲げクリープ相互の比較を行なうため、単位応力あたりのそれぞれのクリープひずみに対する時間的変化を示したものである。これら3応力状態では、全般的に引張クリープひずみがもっとも大きく以下、曲げ、圧縮クリープの順に小さくなり、ひずみ速度は圧縮と曲げはほとんど変わらないが、引張クリープひずみ速度の変化はやや小さいようである。つぎに圧縮クリープひずみに対する曲げおよび引張クリープの比について考えてみると、載荷後120日において、軽量コンクリートでは引張クリープ：4.0、曲げクリープの引張側：2.0、圧縮側：1.5、普通コンクリートでは引張クリープ：2.8、曲げクリープの引張側：1.8、圧縮側：1.5となり、軽量コンクリートの方がやや引張クリープ（曲げクリープの引張側を含め



T: 引張ひずみ ㊦: 曲げ載荷における引張側ひずみ
 C: 圧縮ひずみ ㊤: 曲げ載荷における圧縮側ひずみ

図 5.40 f/σ (圧縮, 引張, 曲げ) $\sim t$ 曲線



T: 引張ひずみ ㊦: 曲げ载荷における引張側ひずみ
 C: 圧縮ひずみ ㊤: 曲げ载荷における圧縮側ひずみ

図 5.41 f/σ (圧縮, 引張, 曲げ) $\sim t$ 曲線

る)が大きく現われることがわかる。しかしこれら比に対する載荷時材令の影響はほとんどない。

クリープ係数は、軽量コンクリートで引張クリープ：2.3～1.9，圧縮クリープ：1.5～0.7であるのに対して、普通コンクリートでは引張クリープ：2.4～2.0，圧縮クリープ：1.7～1.0となり、普通コンクリートの方がやや大きい程度である。

9. クリープのひずみ成分について (Exp.Ⅱ-実験 2)

クリープひずみを回復性ひずみと非回復性ひずみとにわけて考えることは、コンクリートのクリープ機構を知る上で重要であり、また軽量コンクリートのクリープは普通コンクリートに比して大きい、これらのひずみ成分の大きさを知ることによって、この現象は回復性ひずみによるものか、あるいは非回復性ひずみによるものかを知ることでもある。実験結果を図5.42、図5.43に示すが、これはコンクリート打設後28日において90kg/cm²の持続応力を供試体に与え、載荷後3，7，14，28，56，115日の6材令で除荷し、その後の回復ひずみを測定したもので、図の値はクリープ係数である。また図5.44～図5.47には回復クリープひずみおよび非回復クリープの時間的变化を示す。

回復性ひずみは非回復性ひずみと異なりある極値をもつ。すなわち、軽量コンクリートでは、除荷時材令が早いと回復性ひずみは大きい、曲線より推定して35日頃に極値をもち以後は緩やかに減少する。一方普通コンクリートにおいても同様の傾向を示すが、極値が現われるのは軽量コンクリートよりも速く、載荷後15日頃に現われている。この結果は J.M. Illston¹⁰⁾ の行なった研究結果と同様の傾向を示す。このようにコンクリートの回復性ひずみが極値をもつことは、コンクリートの内部組織が載荷後初期と長期とで異なり、したがってクリープ機構そのものが若干異なるためと推察される。

非回復性ひずみは除荷材令とともに増加するが回復性ひずみのように極値を持たず、また軽量コンクリートよりも普通コンクリートの方が初期材令における非回復性ひずみが大きい。

回復時の弾性ひずみは回復時材令(除荷時材令)が長期になるに従って減少するが、これはコンクリートの弾性係数が材令とともに増加することがもっとも大きな原因となっているものと推察される。

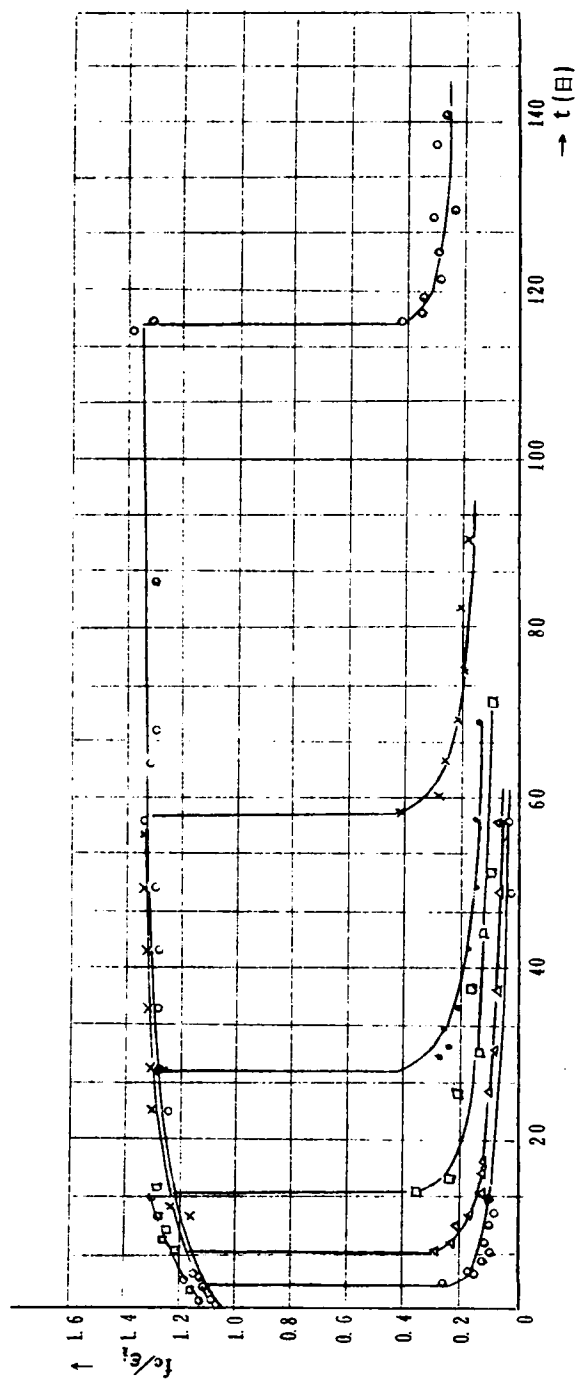


図 5.42 軽量コンクリートのクリープにおよぼす持続応力載荷期間の影響 (28日載荷)

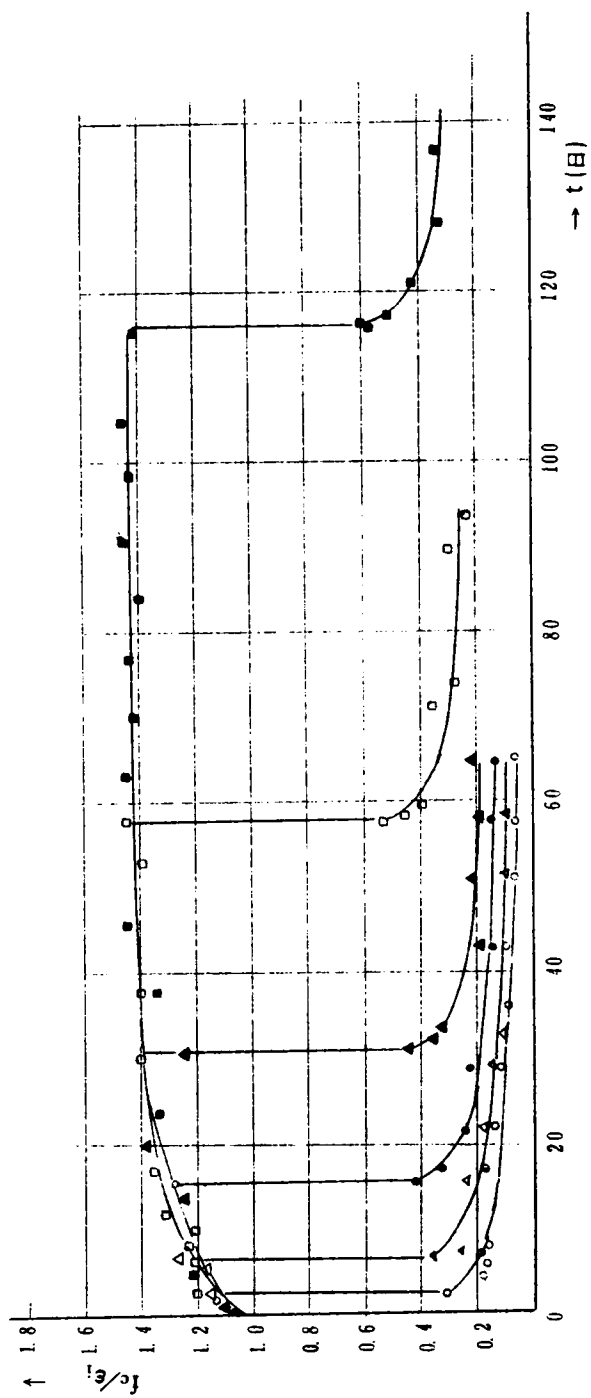


図 5.43 普通コンクリートのクリープにおよぼす持続応力載荷期間の影響 (28日載荷)

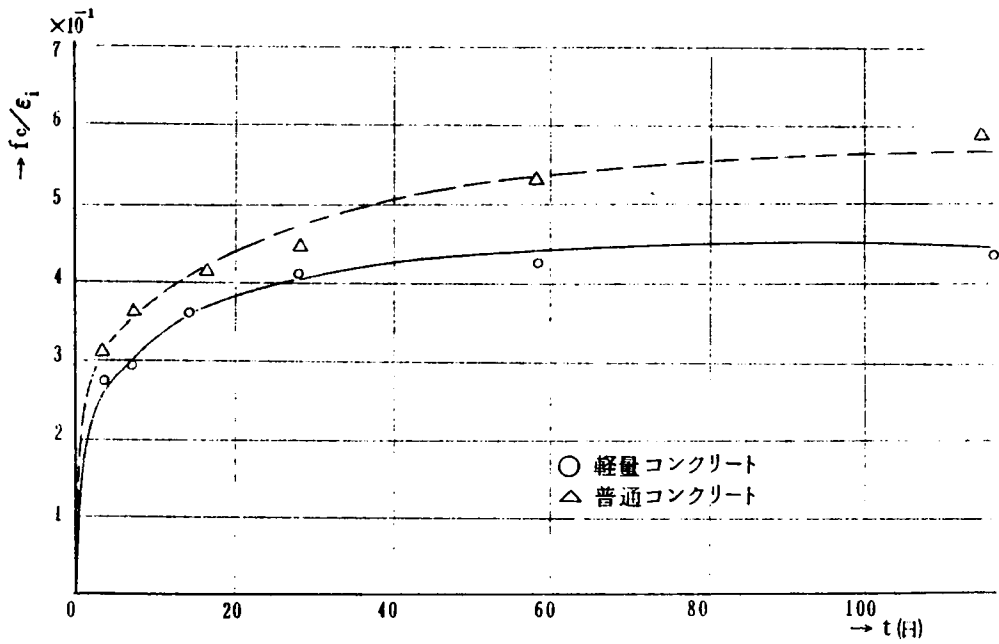


図 5.44 f_c/ϵ_i (非同復性クリープ係数+回復性クリープ係数) $\sim t$ 曲線

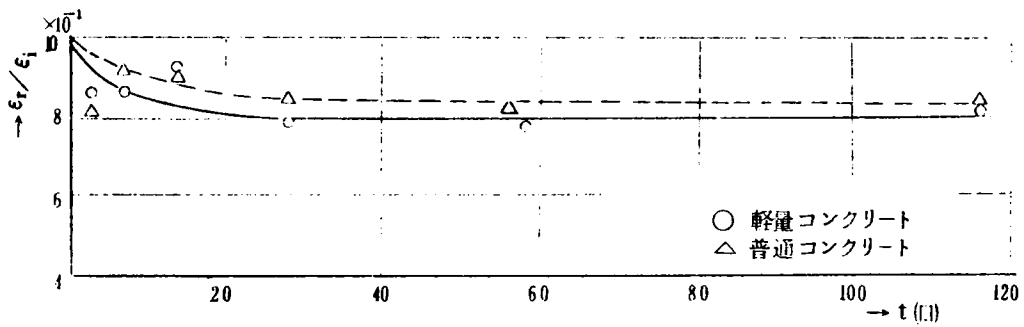


図 5.45 ϵ_r/ϵ_i (回復時弾性ひずみと初期弾性ひずみとの比) $\sim t$ 曲線

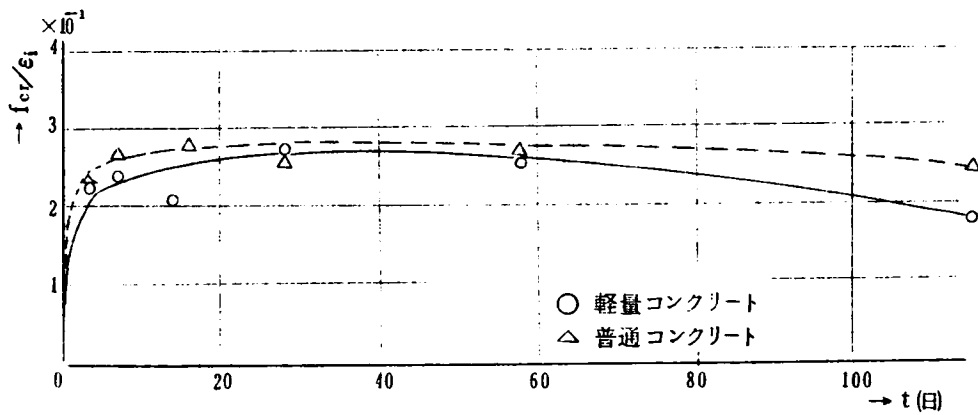


図 5.46 f_{cr}/ϵ_i (回復クリープ係数) $\sim t$ (除荷後材令) 曲線

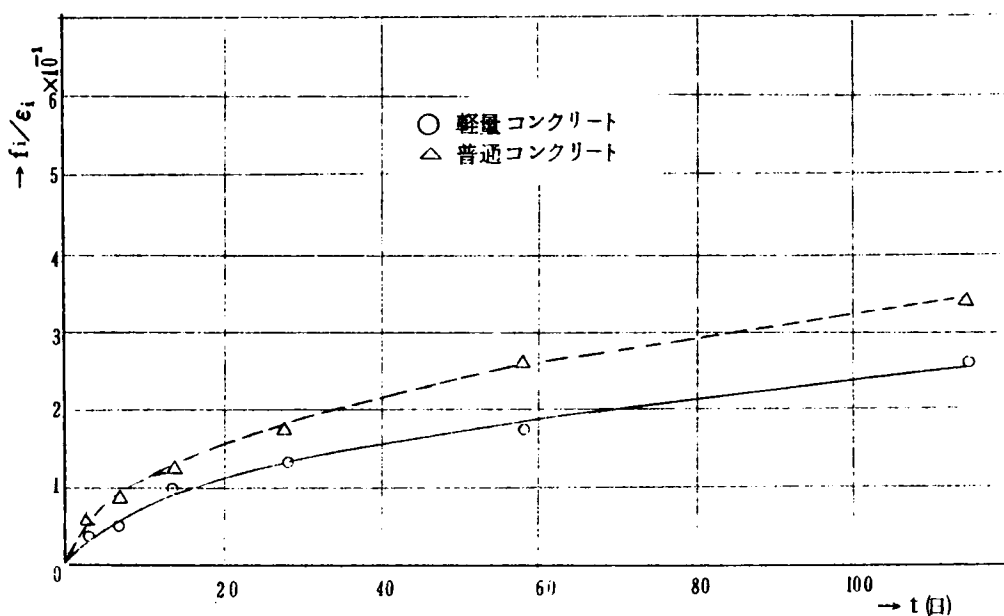


図 5.47 f_i/ϵ_i (非回復クリープ係数) $\sim t$ 曲線

10. コンクリートのクリープの力学的模型による考察

Exp. II-実験 2 によって得られたクリープの各ひずみ成分を用いて、コンクリートのクリープの力学模型による考察を試みる。一般に材料の塑性変形の説明には、その原因とみられる内部の機構についての解析が必要で、その方法としては構造と変形を簡単に説明できる力学模型が用いられることが多い。力学模型の基本的なものには Kelvin 要素と Maxwell 要素とがある。しかし実際の構造物では一般にこのような簡単な模型 (Kelvin 要素, Maxwell 要素) で表わされるのではなく、もっと複雑な挙動を示し、このような挙動は Maxwell 要素や Kelvin 要素を直列あるいは並列に結合することによってある程度近似される。力学模型は数々のクリープ理論の展開にともなって種々のものが提案されているが、^{11) 12) 13)} コンクリートの組成やクリープの原因とも関連してそれぞれの理論的よりどころを主張しているが、決定的なものはないようである。ここではこれらの諸理論の中で Freudenthal や Roll らが提案した力学模型¹⁸⁾に基づいて解析を行なう。

コンクリートのクリープ機構をつぎの 3 つについて考える。

- 1) 骨材とセメントペーストによって形成される骨格の遅延弾性

2) 局 部破壊によって生じる永久変形

3) 圧力による自由水の流出による seepage 効果

このようなクリープ機構に対して3つのKelvin 要素を直列に配列し、弾性ひずみを与えるもう1つのHooke要素を考えた。この力学模型を図 5.48 に示す。したがってこの力学模型の各要素はつぎのようになる。

1) Hooke 要素

線型的な即時変形を示し、パラメーターは応力に無関係で材令に関係する。

2) Kelvin 要素 I, K_1

コンクリート内部の骨格の遅延弾性による可逆性変形

3) Kelvin 要素 II, K_2

コンクリート内部の局部破壊による非可逆性変形

4) Kelvin 要素 III, K_3

コンクリート表面に向う非可逆性（環境条件による）の間げき水の運動によって起こるシーページ効果を表わす。

ここで用いる記号について説明する。

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : 流動率で粘性係数の逆数 Suffix は各 Kelvin 要素 I, II, III を表わす。

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: ばね定数で弾性係数の逆数

f_c : クリープ供試体の一軸ひずみ

σ : クリープ供試体に働く一軸一定応力

t : 時間

τ_1, τ_2, τ_3 : 各 Kelvin 要素 I, II, III の遅延時間で $\tau = \alpha / \phi$ で定義される。

図 5.48 に示した模型において一定持続荷重下の全変形は次式のように時間の関数として表わすことができる。

$$\dot{f}_c(\sigma, t) = \sigma \alpha_1 e^{-\frac{t}{\tau_1}} + \sigma \alpha_2 e^{-\frac{t}{\tau_2}} + \sigma \alpha_3 e^{-\frac{t}{\tau_3}} \quad (5.9)$$

$$f_c = \sigma \alpha_1 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_1}}) + \sigma \alpha_2 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}) + \sigma \alpha_3 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_3}}) \quad (5.10)$$

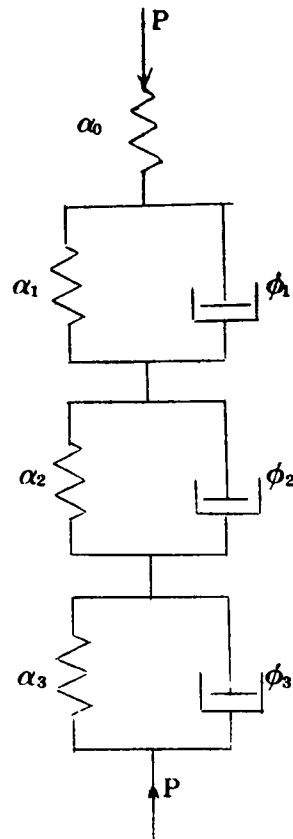


図 5.48 コンクリートの
レオロジカル模型

これらの模型定数 $\alpha_1, \tau_1, \alpha_2, \tau_2, \alpha_3, \tau_3$ の決定には図5.46, 図5.47に示した回復性クリープ, 非回復性クリープを用いる。回復性クリープ f_r と時間 t との間の関係は,

$$f_r = \sigma \alpha_1 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_1}}) \quad (5.11)$$

$$df_r/dt = \dot{f}_r = \frac{1}{\tau_1} \sigma \alpha_1 e^{-\frac{t}{\tau_1}} \quad (5.12)$$

したがって

$$f_r = \sigma \alpha_1 - \tau_1 \dot{f}_r \quad (5.13)$$

すなわち, f_r と \dot{f}_r の間には直線関係が存在し, その勾配と切片より α_1, τ_1 が決定できる。

つぎに f_i (非回復性ひずみ) - \dot{f}_i ($\dot{f}_i = \frac{df_i}{dt}$) 曲線より4つの定数 $\alpha_2, \alpha_3, \tau_2, \tau_3$ を決定しなければならないが, これは $f_i - \dot{f}_i$ 曲線が図5.50に示すように2本の直線でおきかえることができる時のみ可能である。非回復性クリープ f_i と t の関係式は次式で与えられる。

$$f_i = \sigma \alpha_2 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}) + \sigma \alpha_3 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_3}}) \quad (5.14)$$

$$\dot{f}_i = \frac{\alpha_2}{\tau_2} \sigma e^{-\frac{t}{\tau_2}} + \frac{\alpha_3}{\tau_3} \sigma e^{-\frac{t}{\tau_3}} \quad (5.15)$$

ここで τ_3 は τ_2 に比べて非常に大きいと仮定すると, t が非常に小さい場合には式(5.15)の第2項は無視しうるほど小さい。したがって近似的に,

$$f_i \doteq \sigma \alpha_2 (1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}) = \sigma \alpha_2 - \tau_2 \dot{f}_i \quad (5.16)$$

となると考えられる。

一方 t が非常に大きくなると式(5.14)を変形して,

$$f_i = \sigma(\alpha_2 + \alpha_3) - \sigma(\tau_2 + \tau_3) \left\{ \frac{\alpha_2}{\tau_2 + \tau_3} e^{-\frac{t}{\tau_2}} + \frac{\alpha_3}{\tau_2 + \tau_3} e^{-\frac{t}{\tau_3}} \right\} \quad (5.17)$$

式(5.17), 式(5.15)において $e^{-\frac{t}{\tau_2}}$ の項が小さくなり, したがって次式のように近似される。

$$f_i \doteq \sigma(\alpha_2 + \alpha_3) - \sigma(\tau_2 + \tau_3) \cdot \frac{\alpha_3}{\tau_2 + \tau_3} e^{-\frac{t}{\tau_3}} \quad (5.18)$$

$$\dot{f}_i \doteq \frac{\alpha_3}{\tau_3} \cdot \sigma e^{-\frac{t}{\tau_3}} \quad (5.19)$$

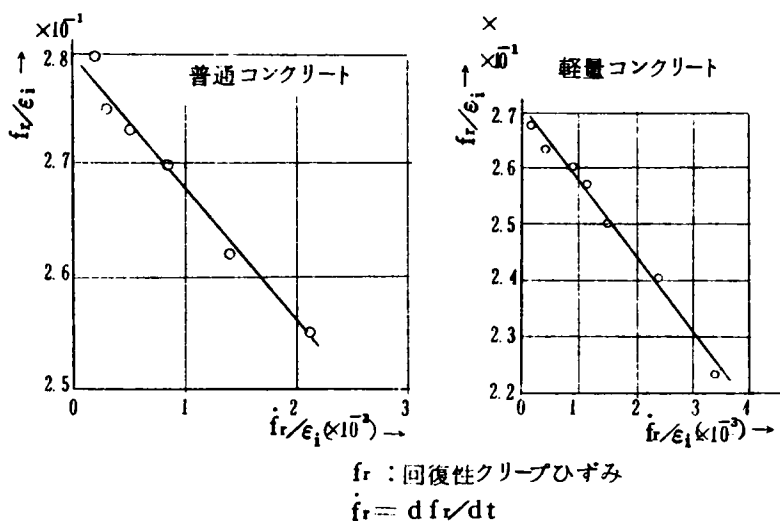


図 5.49 $f_r/\epsilon_i \sim \dot{f}_r/\epsilon_i$ 曲線

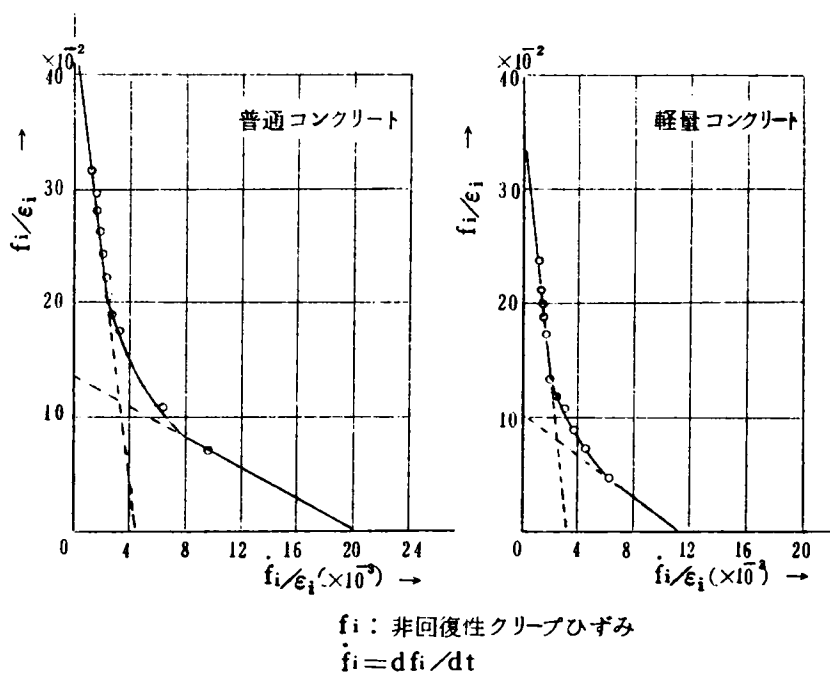


図 5.50 $f_i/\epsilon_i \sim \dot{f}_i/\epsilon_i$ 曲線

ここで、 $\alpha_3/\tau_3 \doteq \frac{\alpha_3}{\tau_2 + \tau_3}$ と近似できるから、

$$f_i = \sigma(\alpha_2 + \alpha_3) - \sigma(\tau_2 + \tau_3) \cdot \dot{f}_i \quad (5.20)$$

したがって、式(5.20)より $\alpha_2, \alpha_3, \tau_2, \tau_3$ が決定できる。図5.46, 図5.47の回復クリープ～時間曲線, 非回復クリープ～時間曲線より, $f_r \sim \dot{f}_r$ 曲線, $f_i \sim \dot{f}_i$ 曲線を求めると図5.49, 図5.50に示ようになる。なお図5.46において回復性クリープひずみは極値をもつと考えられるが、極値からの変化量は非常に小さいので、ここでは極値以降のひずみは変化しないものと仮定する。これらの曲線に基づいて、上述した近似解法によって決定した模型定数を表5.19に示す。図5.50において軽量コンクリート、普通コンクリートのいずれも遷移期間は1カ所と考えられるが、これは非回復性ひずみは上述したように2つの Kelvin 要素によって近似的に表わされることを示す。また表5.19よりコンク

表5.19 コンクリートのレオロジカル(力学)模型定数

| コンクリートの種類 | Kelvin 要素 | | | | | |
|-----------|----------------------------------------------------------|-----------------|----------------------------------------------------------|-----------------|----------------------------------------------------------|-----------------|
| | 回復性 | | 破壊 | | シーページ | |
| | $\alpha_1 \times 10^{-5}$ (cm^2/kg) | τ_1 (日) | $\alpha_2 \times 10^{-5}$ (cm^2/kg) | τ_2 (日) | $\alpha_3 \times 10^{-5}$ (cm^2/kg) | τ_3 (日) |
| 軽量コンクリート | 0.123 | 13.0 | 0.041 | 9.5 | 0.106 | 100.5 |
| 普通コンクリート | 0.082 | 12.0 | 0.041 | 7.2 | 0.082 | 80.3 |

リートのクリープ機構は遅延弾性ひずみ(回復性ひずみ)、局部破壊による非回復性ひずみ、シーページ効果による非回復ひずみが支配的と考えられる。軽量コンクリートの遅延弾性ひずみ(回復性ひずみ)の遅延時間 τ_1 、局部破壊による非回復性ひずみの遅延時間 τ_2 、シーページ効果による非回復性ひずみの遅延時間 τ_3 はそれぞれ、13日、95日、105日でシーページによる τ_3 が極端に大きいことがわかる。一方普通コンクリートにおいても同様の傾向がみられるが、 τ_3 は軽量コンクリートほど大きくない。これはコンクリートのクリープは初期においては回復性ひずみと局部破壊による非回復性ひずみが支配的であるのに対して、時間が経過するにしたがってシーページのクリープひずみに与える影響が大きくなると推察される。

各クリープ要素を量的な面で考察すると、軽量コンクリート、普通コンクリートいずれも局部破壊による非回復性ひずみの大きさは他の要素に比して非常に小さいことがわかる。軽量コンクリートと普通コンクリートについて、各クリープひずみの要素別に比較し、その相異点について考察する。表5.20には普通コンクリートの模型定数に対する軽量コン

表 5.20 普通コンクリートと軽量コンクリートの力学模型定数の比

| 回 復 | | 破 壊 | | シーページ | |
|------------|----------|------------|----------|------------|----------|
| α_1 | τ_1 | α_2 | τ_2 | α_3 | τ_3 |
| 1.50 | 1.08 | 1.00 | 1.32 | 1.29 | 1.25 |

クリートのそれらの比を示す。表 5.20 より遅延時間 τ は、遅延弾性ひずみ（回復性ひずみ）は普通コンクリート、軽量コンクリートともほぼ等しいと考えられるが、非回復性ひずみは軽量コンクリートの方が大きい。本実験結果においては、普通コンクリートよりも軽量コンクリートの方がクリープひずみが大きく現われているが、この事実に着目して表 5.20 に示した α についてさらに考察すると、局部破壊による非回復性ひずみ要素の α が普通、軽量とも等しい以外は、回復性クリープ要素（ $\alpha_1 : 1.50$ ）および自由水の逸散によるシーページ要素（ $\alpha_3 : 1.29$ ）といずれも軽量コンクリートの方がかなり大きくなっている。すなわち普通コンクリートに比して軽量コンクリートのクリープが大きいのは、軽量コンクリートの回復性ひずみとシーページによる非回復性ひずみが普通コンクリートよりも大きいことが支配的で、とくにシーページによる非回復性ひずみが大きいことは、軽量コンクリートの方が環境条件（乾湿）の影響を受けやすいことの説明にもなると考えられる。

なお、川村がソイルセメントのクリープ機構について行なった試験によると、ソイルセメントにおいては破壊、シーページ（圧密）のばね定数がコンクリートよりも大きいと述べているが、¹⁹⁾ 軽量コンクリートはむしろ回復性およびシーページのばね定数が大きく、ソイルセメントとも異なった挙動を示すことがわかる。

11. 持続荷重載荷時材令のクリープおよび回復クリープにおよぼす影響について（Exp.Ⅱ－実験 3）

本実験では 2 種類の軽量骨材（ライオナイトおよびメサライト）を用いたが、以下の説明においては L, M の略記号で示す。実験結果を図 5.51～図 5.57 に示す。これらよりクリープは載荷時材令が初期ほど大きくなり、とくに材令 7 日に載荷したものは 14 日載荷の約 2 倍のクリープが現われている。これはセメントペーストの硬化がまだ十分ではな

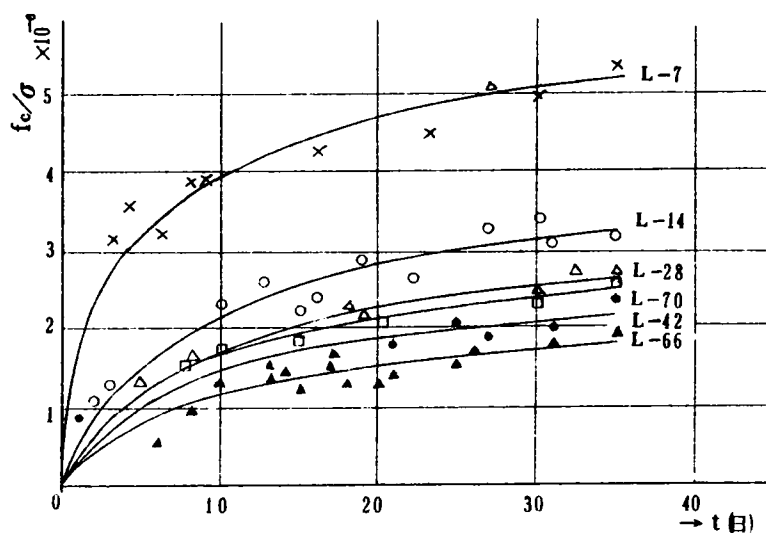


図 5.51 軽量コンクリートのクリープ（単位応力当り）におよぼす持続荷重載荷時材令の影響（造粒型）

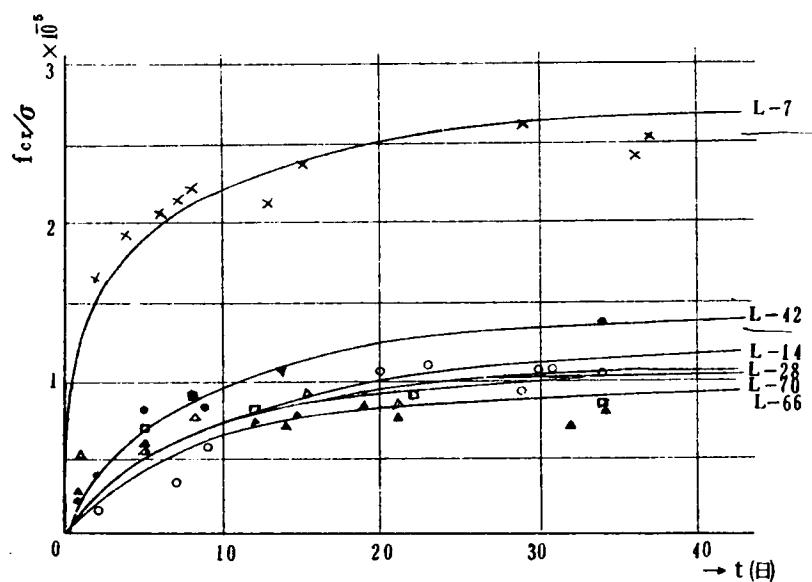


図 5.52 軽量コンクリートの回復性クリープ（単位応力当り）におよぼす持続荷重載荷時材令の影響（造粒型）

く，したがってクリープ成分で考えると局部破壊による非回復性クリープが大きいためと考えられる。とくに骨材Mにおいては回復クリープの載荷時材令による差は少ないので非回復性クリープが大きく，上述した傾向が著しいことが推察される。初期材令で載荷する

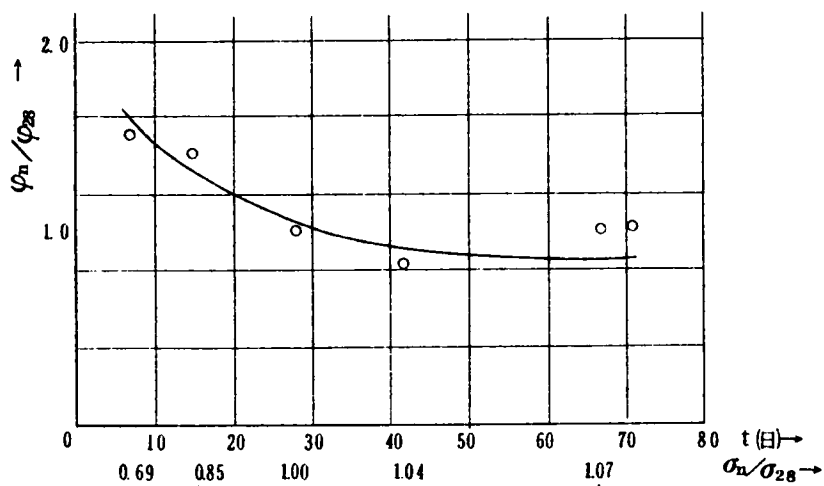


図 5.53 軽量コンクリートのクリープ係数と載荷時材令との関係 (造粒型)

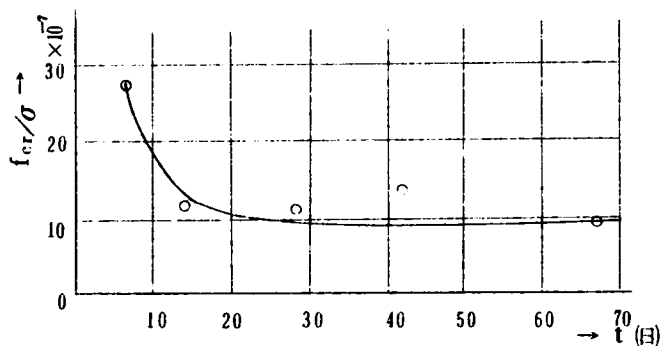


図 5.54 軽量コンクリートの単位応力当りの回復クリープと載荷時材令との関係 (造粒型)

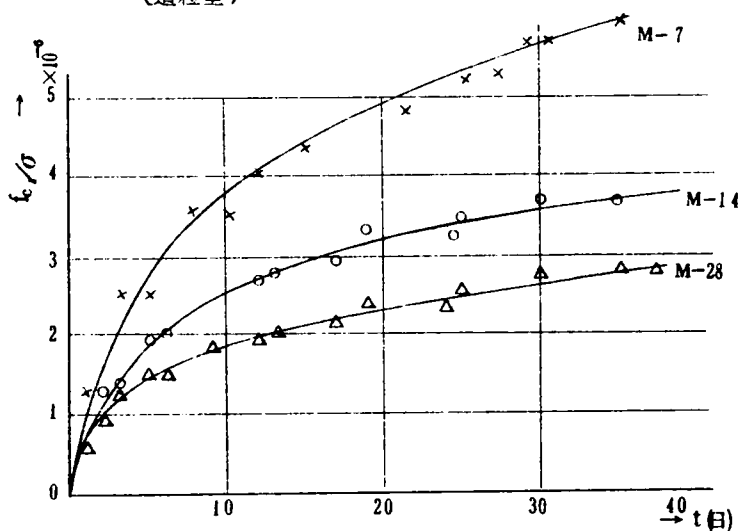


図 5.55 軽量コンクリートのクリープ (単位応力当り) におよぼす持続応力載荷時材令の影響 (非造粒型)

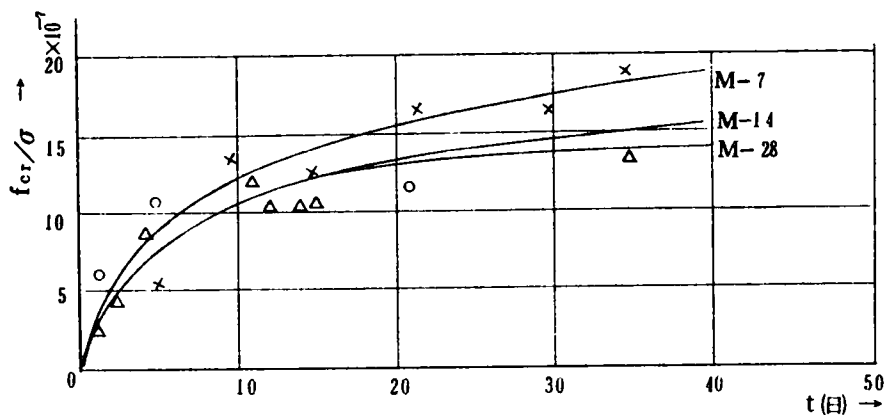


図 5.56 軽量コンクリートの回復性クリープ(単位応力当り)と材令との関係(非造粒型)

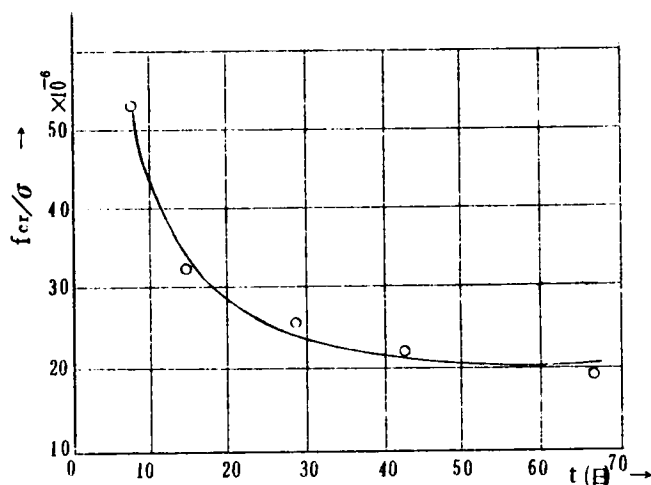


図 5.57 軽量コンクリートの回復性クリープ(単位応力当り)と載荷時材令との関係(非造粒型)

とクリープが大きくなることは上で述べたとおりであるが、クリープ係数、回復クリープも同様の傾向を示す。とくに骨材 L においては初期材令で載荷した場合の回復性クリープが大きいことがわかる。

12. 模型化したコンクリートによるクリープの考察

コンクリートはセメントペーストと骨材との複合体であるが、ここではコンクリート

をモルタルと骨材の2層から成るモデルを想定して、クリープを考察することにする。

コンクリートの弾性係数は骨材の弾性係数の関数であることが知られており、多くの研究者はコンクリートの弾性係数を、モルタルおよび骨材の弾性係数、さらに骨材の空けき率(容積率)と結びつけ、^{(4),(15),(16),(17),(18)}数式で表わすことを試みた。たとえば Dant u, Kaplan, Hanson は別々につぎに述べる2式を提案している(図5.58)。

$$\frac{1}{E_c} = \frac{V_a}{E_a} + \frac{1-V_a}{E_m} \quad (5.21)$$

$$E_c = V_a E_a + (1-V_a) E_m \quad (5.22)$$

ここに E_c , E_a , E_m はそれぞれコンクリート、骨材、モルタルの弾性係数、 V_a は骨材の容積率である。式(5.21)、(5.22)はそれぞれモデルⅠ、モデルⅡの数学的表現である。

さらに Hirsch は次式を提案した。

$$\frac{1}{E_c} = \left(1 - \frac{2z}{\pi}\right) \left(\frac{V_a}{E_a} + \frac{1-V_a}{E_m} \right) \quad (5.23)$$

ここに z は実験より 0.785 を与えている。式(5.23)はモデルⅢの数学的表現である。

また Count o はモデルⅣに対して次式を提案した。

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1 - \sqrt{V_a}}{E_m} + \frac{1}{\left(\frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} \right) E_m + E_a} \quad (5.24)$$

モデルⅣはコンクリートの単位体積をシリンダーと考え、その中に含まれる骨材もシリン

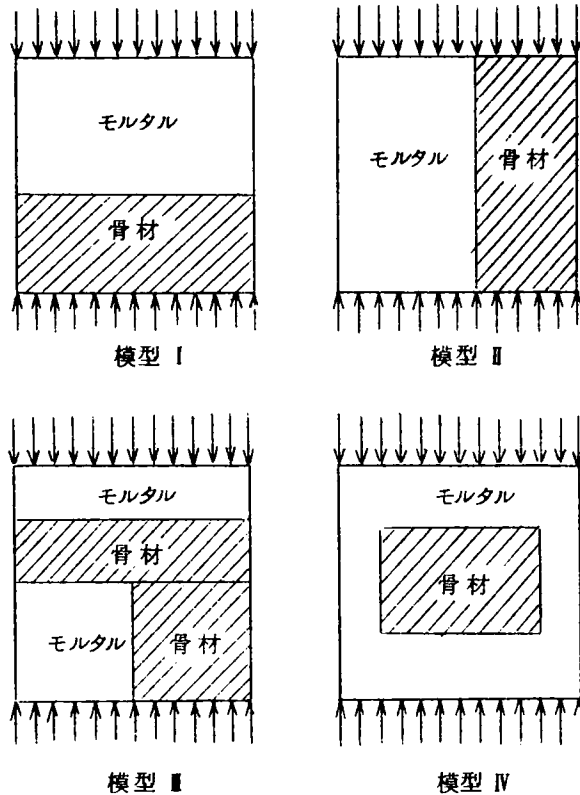


図 5.58 複合材料としてのコンクリート模型

ダーと考え、断面積と高さの比を一定と考えている。

モデルⅠにおいては、コンクリートのクリープは骨材の弾性係数には無関係であるが、モデルⅡ, Ⅲ, Ⅳにおいては、コンクリートのクリープは骨材の弾性係数と骨材の容積率の関係であることを示している。

各モデルによるクリープ式を導くにあたって、弾性係数には弾性ひずみとクリープひずみを考慮に入れた有効弾性係数を用いる。したがって有効弾性係数は次式のように表わされる。

$$R_t = \frac{E}{1 + E c_t} = \frac{1}{e + c_t} \quad (5.25)$$

ここに R_t は載荷後任意時間 t における有効弾性係数、 E は弾性係数、 e は単位応力あたりの弾性ひずみ、 c_t は単位応力あたりの任意時間 t におけるクリープひずみである。

この有効弾性係数 R_t を用いて各モデルのクリープひずみを導く。式 (5.21) より、

$$\frac{1}{R_c(t)} = \frac{V_a}{E_a} + \frac{1 - V_a}{R_m(t)} \quad (5.26)$$

ここで $R_c(t)$ は載荷後任意時間 t におけるコンクリートの有効弾性係数、 $R_m(t)$ はモルタルの有効弾性係数である。式 (5.21) と (5.26) より

$$\frac{1}{R_c(t)} - \frac{1}{E_c} = \frac{1 - V_a}{R_m(t)} - \frac{1 - V_a}{E_m} = (1 - V_a) \left(\frac{1}{R_m(t)} - \frac{1}{E_m} \right) \quad (5.27)$$

式 (5.27) の左辺 $\left(\frac{1}{R_c(t)} - \frac{1}{E_c} \right)$ はコンクリートの単位応力あたりのクリープひずみを与えるから、これを f_c / σ でおきかえると、

$$\frac{f_c}{\sigma} = (1 - V_a) \left(\frac{1}{R_m(t)} - \frac{1}{E_m} \right) \quad (5.28)$$

同様にしてモデルⅡ, Ⅲ, Ⅳ についてもクリープを表わす理論式を導くことができる。結果のみを記すとつぎのとおりである。

$$\text{モデルⅡ: } \frac{f_c}{\sigma} = \frac{1}{V_a E_a + (1 - V_a) R_m(t)} - \frac{1}{V_a E_a + (1 - V_a) E_m} \quad (5.29)$$

$$\begin{aligned} \text{モデルⅢ: } \frac{f_c}{\sigma} = & \left(1 - \frac{2z}{\pi} \right) \left(\frac{1 - V_a}{R_m(t)} - \frac{1 - V_a}{E_m} \right) \\ & + \frac{2z}{\pi} \left(\frac{1}{V_a E_a + (1 - V_a) R_m(t)} - \frac{1}{V_a E_a + (1 - V_a) R_m(t)} \right) \end{aligned} \quad (5.30)$$

$$\text{モデルⅣ: } \frac{f_c}{\sigma} = (1 - \sqrt{V_a}) \left(\frac{1}{R_m(t)} - \frac{1}{E_m} \right) + \frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} \cdot \frac{E_m - R_m(t)}{\left\{ E_a + \frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} \cdot R_m(t) \right\} \left\{ E_a + \frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} E_m \right\}} \quad (5.31)$$

したがってこれらの式よりコンクリートのクリープひずみを求めるには、モルタルのクリープひずみが必要である。

本実験では骨材の弾性係数がわかっていないため、(5.24)式を用いてコンクリートの弾性係数とモルタルの弾性係数より、骨材の弾性係数を推定し、これを用いてクリープの理論曲線を求めた。モルタルの弾性係数、推定骨材弾性係数を表5.21、表5.22に示す。表5.22において、推定された弾性係数は軽量骨材においては材令によって若干異なるが、これは骨材中に吸収された水分がモルタルの弾性係数に影響を与えるためで、材令がたつに従って大きくなる傾向を示す。本実験では持続荷重載荷時材令は28日であるので、推定骨材弾性係数としては材令28日のものを採用した。

コンクリートのクリープ理論式はモデルⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳについてそれぞれ式(5.28)、(5.29)・

表5.21 モルタルの弾性係数

| 骨材の種類 | 材令(日) | V _a (%) | E _m (kg/cm ²) | E _c (kg/cm ²) |
|--------|-------|--------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| メサライト | 7 | 0.4376 | 14.4 × 10 ⁴ | 13.9 × 10 ⁴ |
| | 28 | 0.4376 | 17.0 × 10 ⁴ | 16.5 × 10 ⁴ |
| ライオナイト | 7 | 0.4410 | 22.7 × 10 ⁴ | 18.8 × 10 ⁴ |
| | 28 | 0.4410 | 24.1 × 10 ⁴ | 22.5 × 10 ⁴ |
| 普 通 | 7 | 0.4410 | 24.3 × 10 ⁴ | 30.6 × 10 ⁴ |
| | 28 | 0.4410 | 30.0 × 10 ⁴ | 34.0 × 10 ⁴ |

表 5.22 骨 材 の 弾 性 係 数

| 骨材の種類 \ 材令(日) | 7 | 28 |
|---------------|------------------------|------------------------|
| メサライト | 13.7 × 10 ⁴ | 15.1 × 10 ⁴ |
| ライオナイト | 16.7 × 10 ⁴ | 20.5 × 10 ⁴ |
| 普 通 | 40.7 × 10 ⁴ | 39.8 × 10 ⁴ |

(5.30), (5.31) で与えられるが, 本実験ではモデルⅣを用いて理論式を導き, 実験値との比較を行なう。理論式は

$$\frac{f_c}{\sigma} = (1 - \sqrt{V_a}) \frac{1}{R_m(t)} - \frac{1}{E_m} + \frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} \cdot \frac{(E_m - R_m(t))}{\left\{ E_a + \left(\frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} \right) R_m(t) \right\}} \cdot \frac{1}{\left\{ E_a + \left(\frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}} \right) E_m \right\}} \quad (5.32)$$

式 (5.32) に表 5.21 の値と骨材の弾性係数を代入すると,

$$\text{骨材 L} \quad \frac{f_c}{\sigma} = 0.336 \cdot C_m L(t) + 1.82 \times 10^{-6} - \frac{12.0 \times 10^{-12}}{C_m L(t) + 6.61 \times 10^{-6}} \quad (5.33)$$

$$\text{骨材 M} \quad \frac{f_c}{\sigma} = 0.340 \cdot C_m M(t) + 2.43 \times 10^{-6} - \frac{22.6 \times 10^{-12}}{C_m M(t) + 9.30 \times 10^{-6}} \quad (5.34)$$

$$\text{普通骨材} \quad \frac{f_c}{\sigma} = 0.336 \cdot C_m N(t) + 0.761 \times 10^{-6} - \frac{3.52 \times 10^{-12}}{C_m N(t) + 4.61 \times 10^{-6}} \quad (5.35)$$

ここで, $C_m L(t)$, $C_m M(t)$, $C_m N(t)$ はそれぞれ軽量骨材 L, M および 普通骨材の任意時間 t におけるモルタルの単位応力あたりのクリープひずみを示す。

モルタルの単位応力あたりのクリープおよび理論曲線と実験曲線を図 5.59 ~ 図 5.62 に示す。これらより理論値は実測値よりも小さく, かつ骨材のもつ弾性係数によってクリープの大きさが異なることがわかる。すなわち普通コンクリートと軽量コンクリートを比較

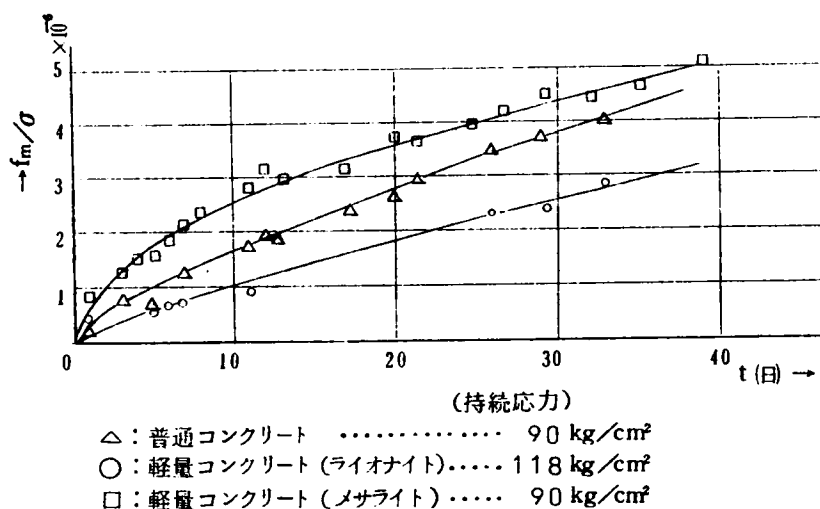


図 5.59 モルタルのクリープ (単位応力当り) と載荷後材令との関係 (28日載荷)

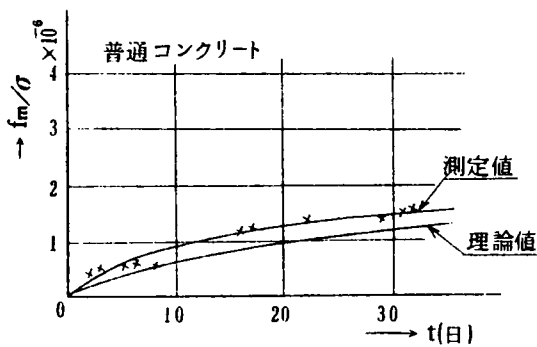


図 5.60 コンクリートのクリープ (単位応力当り) と 載荷後材令との関係

すると、骨材の弾性係数が大きい普通コンクリートのクリープは軽量コンクリートよりも小さく、さらに軽量コンクリートでも骨材の弾性係数のやや大きいライオナイトの方がクリープが若干小さく現われている。また式 (5.33) ~ (5.35) に示した実験式をみると、コンクリートの

種類にかかわらず右辺第 1 項の係数は等しいが、第 2 項の定数は弾性係数に逆比例していることがわかる。

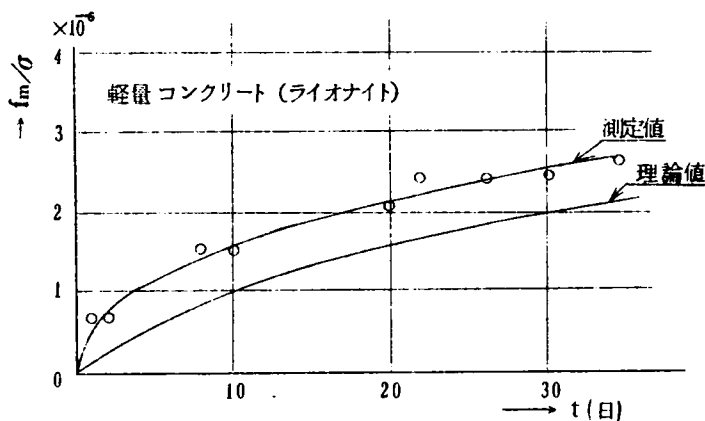


図 5.61 コンクリートのクリープ (単位応力当り) と 載荷後材令との関係

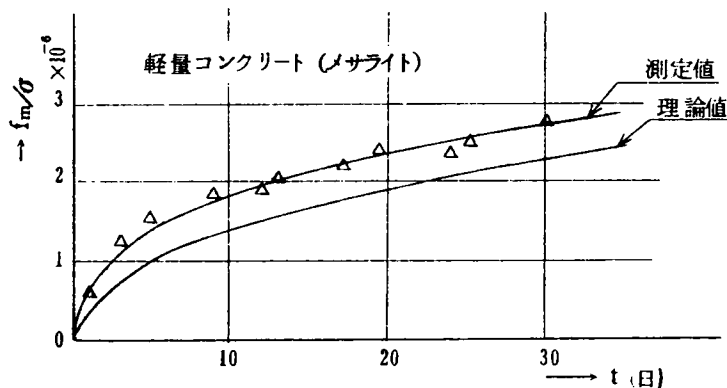


図 5.62 コンクリートのクリープ (単位応力当り) と 載荷後材令との関係

骨材の弾性係数のコンクリートクリープに与える影響については、前述のモデルに基づく理論式より骨材として、鉄、ガラス、合成樹脂（ポリエステル）を用いて行なった実験報告があるが、これによると骨材の弾性係数が小さいほどクリープが大きくなることが確かめられている。

13. Exp. II における結論

Exp. II によって得られた軽量コンクリートのクリープに関する諸性質を普通コンクリートと比較しつつ簡単に述べ、結びとする。

1. 環境条件（乾湿）のクリープにおよぼす影響は、普通コンクリートよりも軽量コンクリートの方が著しく、また引張クリープよりも圧縮クリープに大きな影響をおよぼす。
2. コンクリートのクリープは、持続荷重載荷時材令が長期ほど小さくなる傾向を有する。
3. 軽量コンクリートの終局クリープひずみの大きさは、圧縮、曲げ、引張いずれも普通コンクリートよりも大きく、応力の種類別では、引張、曲げ、圧縮の順に小さくなる。
4. クリープ係数は、圧縮、曲げクリープにおいては、軽量コンクリートの方が普通コンクリートよりも小さいが、引張クリープにおいてはほぼ同程度である。
5. 遅延弾性ひずみ（回復クリープ）は軽量、普通とも時間的にある極値をもつのに対して、非回復性ひずみは時間の経過とともに増大する。
6. 力学模型によってクリープ機構を解析すると、軽量コンクリートのクリープは普通コンクリートと本質的には異ならないが、各成分の量的な面で若干異なる。とくに軽量コンクリートにおいては骨材の吸水に関連する seepage による非回復性クリープひずみが普通コンクリートよりも相当大きいのが特徴である。
7. 模型化して考えたコンクリートのクリープ理論式によって、クリープの性状をある程度推定することが可能であるが、この場合モルタルのクリープおよび骨材の弾性係数が既知でなければならず、とくに骨材の弾性係数を求めることが困難であるのが問題である。

14. 結 論

本研究においては、粗骨材に人工軽量骨材、細骨材に天然川砂を用いた軽量コンクリートのクリープならびに細粗骨材とも軽量骨材を用いたコンクリートのクリープの性状について実験的に検討した。とくに細粗骨材とも軽量骨材を用いたコンクリートにおいては、圧縮クリープのみでなく、引張、曲げクリープについても検討しさらに、クリープのひずみ成分、載荷時材令のクリープにおよぼす影響、コンクリートのモデルによるクリープひずみに対する考察も行なった。これらの結果より、本質的には軽量コンクリートのクリープひずみは普通コンクリートよりも大きくなるが、弾性係数が小さくしたがって初期弾性ひずみが大きいのでクリープ係数は普通コンクリートよりも小さく、1.0～1.5程度と推定される。また、乾湿の影響は軽量コンクリートの方が著しく、さらに軽量コンクリートのクリープ機構に関しては、本質的には普通コンクリートと異なるが、吸水率が普通骨材よりも大きいので、コンクリート中の水分と大いに関係のある seepage による非同復性クリープひずみが相当大きいことなどが明らかとなった。

以下軽量コンクリートのクリープ係数の採り方と、それによる影響について若干の検討を行ない結論に代える。

いま、プレテンションングタイプのPC桁の鋼線有効張力におよぼすクリープ係数の影響について考えてみる。このさい、クリープ係数の影響のみをみるため、乾燥収縮は普通・軽量とも等しく、コンクリートの配合 (w/c)、導入応力、断面形状寸法、材令等クリープに影響する要因はすべて等しいとする。なお、クリープ係数を計算に入れるさい、ある持続応力載荷後（プレストレス導入後）材令におけるクリープの発現は両コンクリートとも等しいとする場合と、試験からも明らかなように、軽量コンクリートのクリープの発現が普通コンクリートよりも早いとする、2通りについて考えることにする。なおまた、桁を対象とするのでスパン長は等しいが、自重、弾性係数はそれぞれのコンクリートの特性を表わす値を用いることにする。一般にPC鋼線の減退量および引張有効係数は次式から求めることができる。

$$\Delta \sigma_p = \frac{n \varphi_t \sigma_{cp} + E_p \epsilon_t}{1 + n \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_t\right)} \quad (5.36)$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_{\phi}) \quad (5.37)$$

ここに、 σ_{pe} : PC鋼線の有効張力 E_p : PC鋼線の弾性係数

$\Delta\sigma_r$: PC鋼線のレラクセーションによる損失

$\Delta\sigma_e$: 導入時コンクリートの弾性変形による損失

$\Delta\sigma_{\phi}$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による損失

σ_{pt} : PC鋼線の初期張力 σ_{cpt} : 鋼線同心位置における応力度

n : ヤング係数比 ϵ_{st} : 材令 t における乾燥収縮ひずみ

ϕ_t : 材令 t におけるクリープ係数

σ_{cp} : 自重を考慮した鋼線同心位置における応力度

土木学会PC設計施工指針においては、普通コンクリートのクリープ係数を屋外で2.0、屋内で2.5～4.0とするよう規定している。いま、軽量コンクリートにおいても普通コンクリートと同様のクリープ係数を採用したとすると、最終クリープに達する時点における鋼線の減退量は、表5.23に示すように、屋外で20 kg/mm²、屋内で25～35 kg/mm²となり、有効係数はそれぞれ0.67、0.65～0.55となる。一方、普通コンクリートにおいては、屋外で14.6 kg/mm² ($\eta=0.76$)、屋内で17～25 kg/mm² ($\eta=0.67 \sim 0.75$)となる。式(5.36)において、鋼線減退量におよぼす影響は、クリープ係数の値もさることながら、 n 値いいかえるとコンクリートの弾性係数の影響も非常に大きいことがわかり、さらに軽量コンクリートにおいては、非常に大きいPC鋼線張力の減退となる。すなわち、弾性係数の小さいコンクリートにおいては、クリープ係数をあまり大きくとりすぎると、実情にそぐわない張力減退量を算出することになる。実際の試験データによると、軽量コンクリートのクリープ係数は小さいことが認められているので、PCあるいは合成桁の設計に用いるクリープ係数としては、屋外で1.0、屋内で1.5～2.0とするのが妥当である。その場合の試算の鋼線張力損失量は、屋外で13 kg/mm² ($\eta=0.72$)、屋内で16～20 kg/mm² ($\eta=0.70 \sim 0.67$)となる。この値は普通コンクリートの場合(屋内2.5～4、屋外2とした場合)とほぼ等しく、試験結果とも大体一致している。さらに若材令(試算ではPrestressing後1～2ヶ月を対象とした)における鋼線引張力の損失量を表5.23に示す。この場合、試験から得られたクリープひずみの発現状態を考慮に入れて、軽量コンクリートにおいては $\phi_t = \frac{2}{3} \phi_{\infty}$ 、普通コンクリートにおいては $\phi_t = \frac{2}{5} \phi_{\infty}$ と仮定した。この結果においても、弾性係数の小さい軽量コン

表5.23 PC鋼線減退量とクリープ係数 (対象としたPC桁は第7編 図7.13参照)

条件 $\sigma_{pt} = 120 \text{ kg/mm}^2$, コンクリートの単位重量 $w_N = 25 \times 10^4 \text{ kg/m}^3$,
 $w_L = 18 \times 10^4 \text{ kg/m}^3$
 コンクリートの弾性係数 $E_{N\infty} = 4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $E_{L\infty} = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 $E_{Nt} = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $E_{Lt} = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 コンクリートの乾燥収縮 $\epsilon_{s\infty} = 2 \times 10^{-5}$, $\epsilon_{st} = \frac{4}{3} \times 10^{-5}$
 クリープ係数 $\varphi_{Lt} = \frac{2}{3} \varphi_{\infty}$, $\varphi_{Nt} = \frac{2}{5} \varphi_{\infty}$
 σ_{cpt} : 147.0 kg/cm^2

| コンクリートの種類 | φ_{∞} | $1 + \frac{n\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)$ (kg/mm ²) | $n\varphi_t \sigma_{cp} + E_s \epsilon_s$ (kg/mm ²) | $\Delta\sigma_{\varphi}$ (kg/mm ²) | σ_{pe} (kg/mm ²) | η |
|-----------|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|----------------------------------------|--------|
| 普通コンクリート | 1.0 | 1.08 | 10.10 | 9.33 | 95.96 | 0.80 |
| | 1.5 | 1.10 | 12.14 | 12.00 | 93.30 | 0.78 |
| | 2.0 | 1.11 | 16.19 | 14.60 | 90.70 | 0.76 |
| | 2.5 | 1.12 | 19.24 | 17.15 | 88.15 | 0.73 |
| | 3.0 | 1.15 | 25.34 | 22.03 | 83.27 | 0.69 |
| 軽量コンクリート | 1.0 | 1.12 | 14.32 | 12.75 | 86.85 | 0.72 |
| | 1.5 | 1.14 | 17.98 | 15.73 | 83.87 | 0.70 |
| | 2.0 | 1.16 | 22.64 | 19.46 | 80.14 | 0.67 |
| | 2.5 | 1.18 | 27.30 | 23.05 | 76.55 | 0.64 |
| | 3.0 | 1.23 | 36.61 | 29.89 | 69.71 | 0.58 |

| コンクリートの種類 | φ_t | $1 + \frac{n\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)$ (kg/mm ²) | $n\varphi_t \sigma_{cp} + E_s \epsilon_{st}$ (kg/mm ²) | $\Delta\sigma_{\varphi}$ (kg/mm ²) | σ_{pe} (kg/mm ²) | η |
|-----------|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|----------------------------------------|--------|
| 普通コンクリート | 0.40 | 1.07 | 4.08 | 3.80 | 101.50 | 0.85 |
| | 0.60 | 1.08 | 5.45 | 5.05 | 100.25 | 0.84 |
| | 0.80 | 1.09 | 6.82 | 6.28 | 99.02 | 0.83 |
| | 1.00 | 1.09 | 8.20 | 7.50 | 97.80 | 0.81 |
| | 1.40 | 1.10 | 10.94 | 9.91 | 95.19 | 0.79 |
| 軽量コンクリート | 0.67 | 1.07 | 8.78 | 7.77 | 91.86 | 0.77 |
| | 1.00 | 1.08 | 12.51 | 10.90 | 88.70 | 0.74 |
| | 1.33 | 1.09 | 16.23 | 13.95 | 85.65 | 0.71 |
| | 1.67 | 1.09 | 19.96 | 16.92 | 82.68 | 0.69 |
| | 2.33 | 1.10 | 27.40 | 22.61 | 76.99 | 0.64 |

クリートのクリープ係数は、普通コンクリートの約 $1/2$ 程度とした方が実情にあうことを示している。なお、軽量コンクリートにおいては初期のクリープひずみの発現が大きいので、若材令における張力損失量は普通コンクリートよりも大きく、有効係数は小さくなることを十分考慮しておく必要がある。

このようにクリープのコンクリート構造物におよぼす影響は、PCのみならず、合成桁においても十分考慮されなければならない問題である。合成桁においては、実用の応力状態ではクリープを生じない鋼桁と、かなりの量の乾燥収縮やクリープを生ずるコンクリートとの合成されたものであるから、コンクリート床版が打設され、その自重による持続荷重をうけるときには、クリープ・収縮によって初期の応力状態は当然変化をうける。一般には、合成桁に持続荷重が作用すると、床版コンクリートはクリープを生じ、鋼桁と床版コンクリートとの間に断面力の移行が起るが、これによって床版コンクリートは軸力、曲げモーメントのいずれも減少し、応力も減ずるが、これに反して鋼桁は、軸力は減少するが曲げモーメントは増加し、合成桁全体の応力は増大するといわれている。軽量コンクリート合成桁のクリープに関する研究はほとんど行なわれていないが、以上述べた普通コンクリート合成桁の挙動を考慮すれば、PCの場合と同様にクリープ係数を小さく採った方が得策であると考えられる。軽量コンクリート合成桁の設計においては、クリープ以外に弾性係数あるいは n 値の問題、シベルによる応力分配、疲労などについての検討も非常に重要である。

その他に、コンクリートの合成はり (Composite Beam) (普通コンクリートに軽量コンクリートを打ち継ぐとき) においては、両コンクリートの収縮、クリープ差によるそり応力が、同種のコンクリートを打ち継ぐ場合よりも大きくなることが予想される。また、アーチやラーメンの設計、鉄筋コンクリートはりのたわみの増加などについても、普通コンクリートの場合よりもクリープ係数が小さいことを考慮して設計を行なうべきであると考えられる。

〔 第 5 編 参 考 文 献 〕

- 1) 高橋, 野口, 小池 : 軽量コンクリートの設計上の問題点, プレストレストコンクリート, Vol. 6, No. 3, 1964, 6.

- 2) S.Nishibayashi : The Shrinkage and Creep of Concrete with Artificial Lightweight Aggregate. Jour. of J.S.M.S. Review Vol.15, No.157 Oct. 1966.
- 3) 奥島, 小阪, 大井 : 軽量コンクリートの乾燥収縮とクリープ, プレストレストコンクリート Vol.6, No.3, 1964, Vol.4, No.8, 1965.
- 4) 六車, 深田 : 人工軽量骨材コンクリートの収縮ひずみ, セメント技術年報 XX, 1966.
- 5) Shideler, J.J. : Lightweight Aggregate Concrete for Structural Use. Jour. of ACI, 1957.10.
- 6) 丸安, 小林, 伊藤 : 軽量コンクリートの乾燥収縮と耐熱性について, 土木学会コンクリート・ライブラリー 第10号, 昭39.5.
- 7) Gerwick, B.G. : Report of the FIP Commission on Prestressed Lightweight Concrete, 1966.
- 8) Best, C.H., and M.Polivka : Creep of Lightweight Concrete, Mag. of Concrete Research, 1959. 11.
- 9) A.Short & W.Kinniburgh : Lightweight Concrete, C.R. Books, Limited, 1963.
- 10) J.M.Illston : The creep of concrete under aniaxial tension, Mag. of Concrete Research , Vol.17, No.51. June, 1965.
- 11) J.Glucklich & O.Ishai : Creep Mechanism in Cement mortar, Jour. of ACI, July 1962.
- 12) J.M.Illston : The compounds of strain in concrete under sustained compressive stress. Mag. of Concrete Research Vol.17, No.50, March 1965.
- 13) 岡田 清 : コンクリートのレオロジー, 材料, Vol.12, No.113.
- 14) U.I.Counto : The effect of the elastic modulus of the aggregate on the elastic modulus, creep, and creep recovery of concrete. Mag. of Concrete Research, Vol.16, No.48 Spet. 1964.

- 15) Dantu, P.: Étude des Contraintes dans les Milieux Hétérogènes. Application au Béton, Annales, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.
- 16) Kaplan, M.F.: Ultrasonic Pulse Velocity, Dynamic Modulus of Elasticity, Poissons Ratios and the Strength of Concrete Made with Thirteen Different Coarse Aggregates, Bulletin No.1. RILEM, March, 1959.
 "Effects of Incomplete Consolidation on Compressive and Flexural Strength, Ultrasonic Pulse Velocity, and Dynamic Modulus of Elasticity of Concrete. Jour. of ACI, Vol.56, No.9 Mar. 1960.
- 17) Hanson, T.C.: Influence of Aggregate and Voids on Modulus of Elasticity of Concrete, Cement Mortar, and Cement Paste, Jour. of ACI, V.62 No.2, Feb., 1965.
- 18) Hirsch, T.J.: Modulus of Elasticity of Concrete Affected by Elastic Moduli of Cement Paste Matrix and Aggregate, Jour. of ACI, V.59, No.3, Mar. 1962.
- 19) 川村満紀 : ソイルセメントの変形特性に関する研究, 京都大学大学院工学研究科土木工学専攻修士論文 No. 204, 昭39年3月.

第 6 編

人工軽量骨材鉄筋コンクリートの設計 に関する基礎的研究

1. 概 説

建築構造物の鉄筋コンクリート部材に人工軽量骨材コンクリートを用いた例は比較的多いが、土木構造物とくに鉄筋コンクリート構造物に軽量コンクリートを用いた例は、合成桁の床版を除けば非常に少ないのが現状である。したがって鉄筋軽量コンクリートの設計を行なうに当っては、構造物に作用する外力と、部材に生ずる応力、使用する人工軽量骨材コンクリートの諸性質などについて十分な検討を加え、軽量コンクリートの特性を十分生かした構造形式およびその特性に合致した許容応力を考えておく必要がある。現行の軽量コンクリートの設計基準としては、土木学会人工軽量コンクリート設計施工指針案および建設省住宅局通達があるのみで、これら基準における諸数値は必ずしも軽量コンクリートの特性を十分把握したものとはいえない。以下人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート構造物を設計するに当って注意しておかなければならない諸点について概説的に述べる。

1. 軽量コンクリートの弾性係数および弾性係数比 n

わが国で生産されている人工軽量骨材を用いたコンクリートの弾性係数は、普通コンクリートの弾性係数よりも小さく、強度によっても若干異なるが、一般に破砕型の非造粒型骨材を用いたコンクリートでは $20 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 以下、造粒型骨材を用いたものでは $25 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 以下となっている。このように非造粒型、造粒型等の骨材の形状、骨材の素材である岩石の種類、骨材諸特性などによって弾性係数の値が異なり、それが普通コンクリートに比して相当小さいことによる部材設計上の問題点としては、部材のたわみ、曲げ剛性、断面の設計に用いられる弾性係数比などである。

軽量コンクリートを用いた鉄筋コンクリートのたわみは、設計荷重以下においては、必ずしも標準供試体から求めたコンクリートの弾性係数を用いて計算した値ほど大きくならないことが知られている。また曲げ剛性を考えた場合でも、普通コンクリートではひびわれ発生によって急激に曲げ剛性が低下するのに対して軽量コンクリートでは低下率は小さく、ひびわれ発生後の曲げ剛性の大きさは両者ほとんど変わらないことなども試験によって確かめられている。

合成桁の床版の設計では、試験によって求めたコンクリートの弾性係数を用いた方がよく、この場合とくにコンクリートのクリープ係数の値との関連性を考えておく必要がある。普通コンクリートにおいては、弾性係数比 n を $n=7$ と採っているのに対して、軽量コンクリート（ライオナイト）では阪神高速道路公団の例では $n=15$ 、福井県の例では $n=10$ を採用して設計が行なわれた。

一方、鉄筋コンクリート断面の算定または応力度の計算に用いる弾性係数比 n は、多くの研究者によってコンクリートの単位重量あるいは圧縮強度に関係なく 15 としてよいとされている。軽量コンクリートの弾性係数は前述した通り普通コンクリートに比して小さいので、断面の算定または応力の計算に用いる弾性係数比 n は普通コンクリートの場合よりも大きく採った方が妥当であるとも考えられるが、たとえ n の値を小さく採って計算しても引張鉄筋の応力度には影響が少なく、またコンクリートの曲げ圧縮応力度も安全側となる。図 6.19 には、 n の値によって異なる部材の抵抗モーメントの例を示したものである。したがって抵抗モーメントの値は、断面が鉄筋の応力度によって定まり、コンクリートの応力度に余裕のある場合には、 n の値の大小によってほとんど影響をうけないことになるのである。

2. 軽量コンクリートの単位重量

一般に、軽量コンクリートは、その単位重量が軽い利点を設計に反映させるために用いることが多い。この場合、設計計算で仮定したコンクリートの単位重量よりも実際に打設したコンクリートの重量の方が小さいときには、単純桁では安全側となるが、長大連続桁や多径間ラーメンなどに用いる場合には、荷重状態によっては危険側となることもある。また軽量コンクリートの単位重量は使用する骨材の種類、骨材の一部に天然普通骨材を用

いることなどによって異なるものであるから、鉄筋コンクリート部材の単位重量は実際に用いる骨材の種類、配合などを十分検討し、さらに鉄筋量をも考慮して定めておかねばならない。さらに設計に用いた重量と異なる場合をあらかじめ予想しておいて検算を行ない、構造物の安全度を確かめておくことも望ましい。

3. 許容応力度

(1) コンクリートの許容応力度

合成あるいは非合成桁の鉄筋コンクリート床版を設計するさいには、コンクリートの設計応力度をできるだけ大きくとって床版自体の厚さを薄くした方が構造上有利である。しかし床版には、設計荷重以上の荷重が載荷されることも多いし、さらに連続床版として設計される場合には、正負の曲げモーメントの繰返しを受けるので床版コンクリートの許容応力度はあまり大きく採らない方がよく、一般に $60 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ 程度とするのが適当であるとされている。また、軽量コンクリートの圧縮疲労強度は普通コンクリートに比して約20%小さいことが実験から確められているが、^{1), 2), 3)}コンクリートの許容圧縮応力は設計基準強度に対して3倍以上の安全率が見込まれているので、一般の構造物に対しては別に許容応力を割引く必要はないと考えられる。

軽量コンクリートのせん断応力は、普通コンクリートの約70%程度であることが多くの実験によって確められ、一方引張強度（気乾状態における）も同一の圧縮強度を有する普通コンクリートに比して相当小さいことも一般に認められている。したがって、斜めひびわれに対する安全性を検討するための許容せん断応力度は、普通コンクリートの場合の70%以下にすることが望ましい。また、現行の土木学会で規定されている許容せん断応力度は、斜めひびわれに対して十分安全ではなく、許容せん断応力度以下の場合でも斜めひびわれが発生することがあるので、軽量コンクリートの場合に用いる補強筋（スターラップ、折曲げ鉄筋）は普通コンクリートの1.5～2.0倍程度とする方がより安全であるとされている。

軽量コンクリートの付着強度に関しては、その実験例も少なくかつ試験法が確立されていないので、十分究明されているとはいえないが、許容付着応力度は、軽量コンクリートの温度膨張係数が普通コンクリートよりも若干小さく温度変化によって付着応力が生ずる

こともあり、また骨材の種類とくに非造粒型骨材を用いたコンクリートの付着強度が普通コンクリートよりも小さいことなどを考慮してやや小さめの許容応力度を定めることが望ましい。また許容支圧応力度についても、軽量コンクリートは普通コンクリートよりもブリittleでかつ引張強度が小さいことなどを考慮すると、普通コンクリートよりも若干小さく選びかつ支圧部分には鉄筋で十分補強することが望ましい。

不静定構造物の設計計算で考慮しておかなければならないコンクリートのクリープおよび乾燥収縮は、骨材の種類、配合、供試体の寸法などによって相当異なるが、一般的には軽量コンクリートのクリープ特性は普通コンクリートよりも小さく、1.0～1.5程度であり、乾燥収縮も普通コンクリートと大差はないと考えても差支えない。⁴⁾ 土木学会指針案では、一応の目安として普通コンクリートと同じ値をとっているが、鉄筋コンクリート構造物の設計に関する限りにおいてはこの考え方でもさしつかえはないと考えられる。

(2) 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、鉄筋のもつ機械的性質ばかりでなく鉄筋の疲労強度、コンクリートのひびわれ耐力、付着強度などによって定めなければならない。普通丸鋼、異形鋼棒などを用いた軽量鉄筋コンクリートはりにおけるコンクリートのひびわれ幅あるいはひびわれ間隔と鉄筋応力との関係については、現在のところ十分明らかにされていないが、諸外国や土木学会指針(案)に記されているように鉄筋の許容応力度をあまり高く採らず、例えば異形鉄筋(SD 40)で 2100 kg/cm^2 以下としているのは構造物の安全性の見地から妥当と考えられる。また普通丸鋼を用いる場合には、ひびわれ幅が大きくなるので同一引張強度(降伏点強度)を有する異形鉄筋よりも、また普通コンクリートの場合よりも許容応力度を低く選んだ方がよい。

以上、鉄筋コンクリート構造物に軽量コンクリートを用いる場合の一般的な事項について述べたが、鉄筋コンクリート構造別に軽量コンクリート使用の有利性を考えてみると以下のとおりとなる。鉄筋コンクリートはりは、元来大死荷重をいかにして経済的に支持するかということに設計の主眼が置かれている気配がある。したがって一般的には軽量コンクリートを使用しても鉄筋コンクリート部材の経済的な設計を期待し難いが、下部構造の設計上止むを得ず上部構造を軽量化したいとか、プレキャスト部材を使用する必要があって部材そのものの運搬架設を容易にすることを目的とする場合などに軽量コンクリートの

有利性が現われる。したがって軽量鉄筋コンクリートはりの経済性を検討する場合には、上部構造のみの比較だけでなく下部構造を含めた全体の工事費について比較検討することが望ましい。現状では軽量コンクリート 1 m³ 当りの単価は普通コンクリートに比して相当割り高になるが、上下部構造を含めた総工事費について比較すると、軽量コンクリートの方が経済的に有利であるとされている。鉄筋コンクリート床版においては、コンクリート自重の軽減によって鋼桁の鋼材費が大巾に節約できるので、鉄筋コンクリートはりの場合よりも軽量コンクリートの利点を大いに生かした利用法が可能である。一方合成桁においては、橋軸直角方向に床版としての曲げモーメントと橋軸方向にフランジとしての軸力を同時に受け、さらに長期におよぶ乾燥収縮やクリープの影響、ジベルを介してせん断力を確実に伝達することなどの非合成の床版とは異なった設計条件を考えておかなければならない。現在までに得られた軽量コンクリート合成桁の各種耐力、疲労特性などの試験結果によると、普通コンクリートとほとんど変らない特性を示し、自重が軽減することによって鋼材量が節約されることなどを考慮すれば、経済性の見地から非常に有利であることが改めて確認されている。この結果、福井県（スパン 30 m の曲線桁）、阪神高速道路公団、首都高速道路公団などで、世界に先がけて軽量コンクリート合成桁の完成をみたのである。

以下本編では、普通および人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートはりの種々の力学的特性すなわちひびわれ耐力、曲げ破壊耐力、せん断耐力、たわみなどを検討するために行なった試験結果について述べるとともに、軽量鉄筋コンクリートの設計上注意しなければならない問題点についても述べる。

2. 実験計画および試験方法

1. 実験計画

本研究においては、普通および人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの種々の力学的特性、すなわちひびわれ、破壊、せん断などに対する耐力、はりのたわ

表 6.1 R.C 曲げ試験計画表

| 曲げ特性 記号 | 骨材種類 | セメント量 (kg/m ²) | せん断スパン 長 (cm) | 引張鉄筋 | スターラップ 間 隔 |
|-----------------|------------------|-------------------------------|------------------|--------------|---------------|
| R-3-13-5 | 軽量骨材 (ライオナイト) | 300 | 35 | 2- ϕ 13 | 5 |
| -D13-5 | | 〃 | 〃 | 2-D13 | 5 |
| -D13-10 | | 〃 | 〃 | 2-D13 | 10 |
| -D16-5 | | 〃 | 〃 | 2-D16 | 5 |
| -D16-10 | | 〃 | 〃 | 2-D16 | 10 |
| -16-5 | | 〃 | 〃 | 2- ϕ 16 | 5 |
| -16-10 | | 〃 | 〃 | 2- ϕ 16 | 10 |
| R-4-13-10 | 軽量骨材 (ライオナイト) | 400 | 50 | 2- ϕ 13 | 〃 |
| -16-10 | | 〃 | 〃 | 2- ϕ 13 | 〃 |
| -D13-10 | | 〃 | 〃 | 2-D13 | 〃 |
| -D16-10 | | 〃 | 〃 | 2-D13 | 〃 |
| H- ϕ 13-10 | 普通骨材 (川砂・川砂利) | 350 | 50 | 2- ϕ 13 | 〃 |
| -D13-10 | | 〃 | 〃 | 2-D13 | 〃 |
| -D16-10 | | 〃 | 〃 | 2-D16 | 〃 |

表 6.2 R.C せん断試験計画表

| 断面特性 はり記号 | 使用骨材 | 有効高さ (cm) | せん断スパン (cm) | a/d | 引張鉄筋 | スターラップ |
|--------------|------------------|--------------|----------------|------|--------------|--------|
| R-3-13-0 | 軽量骨材 (ライオナイト) | 17 | 35 | 2.06 | 2- ϕ 13 | なし |
| -D13-0 | | 〃 | 〃 | 〃 | 2-D13 | |
| -16-0 | | 〃 | 〃 | 〃 | 2- ϕ 16 | |
| -D16-0 | | 〃 | 〃 | 〃 | 2-D16 | |
| R-4-13-0 | 軽量骨材 (ライオナイト) | 17 | 50 | 2.94 | 2- ϕ 13 | なし |
| -D13-0 | | 〃 | 〃 | 〃 | 2-D13 | |
| -16-0 | | 〃 | 〃 | 〃 | 2- ϕ 16 | |
| -D16-0 | | 〃 | 〃 | 〃 | 2-D16 | |
| H-D16-0 | 普通骨材 (川砂・川砂利) | 17 | 35 | 2.06 | 2-D16 | なし |
| -D16-0 | | 〃 | 50 | 2.94 | 2-D16 | |

み，ひびわれ幅および間隔などを検討するため，表6.1，表6.2に示すような実験計画にしたがって試験を実施した。なお，軽量コンクリートにおいては材令28日目標圧縮強度を 250 kg/cm^2 および 400 kg/cm^2 ，引張主鉄筋としてはD-13，D-16， $\phi 13$ ， ϕ

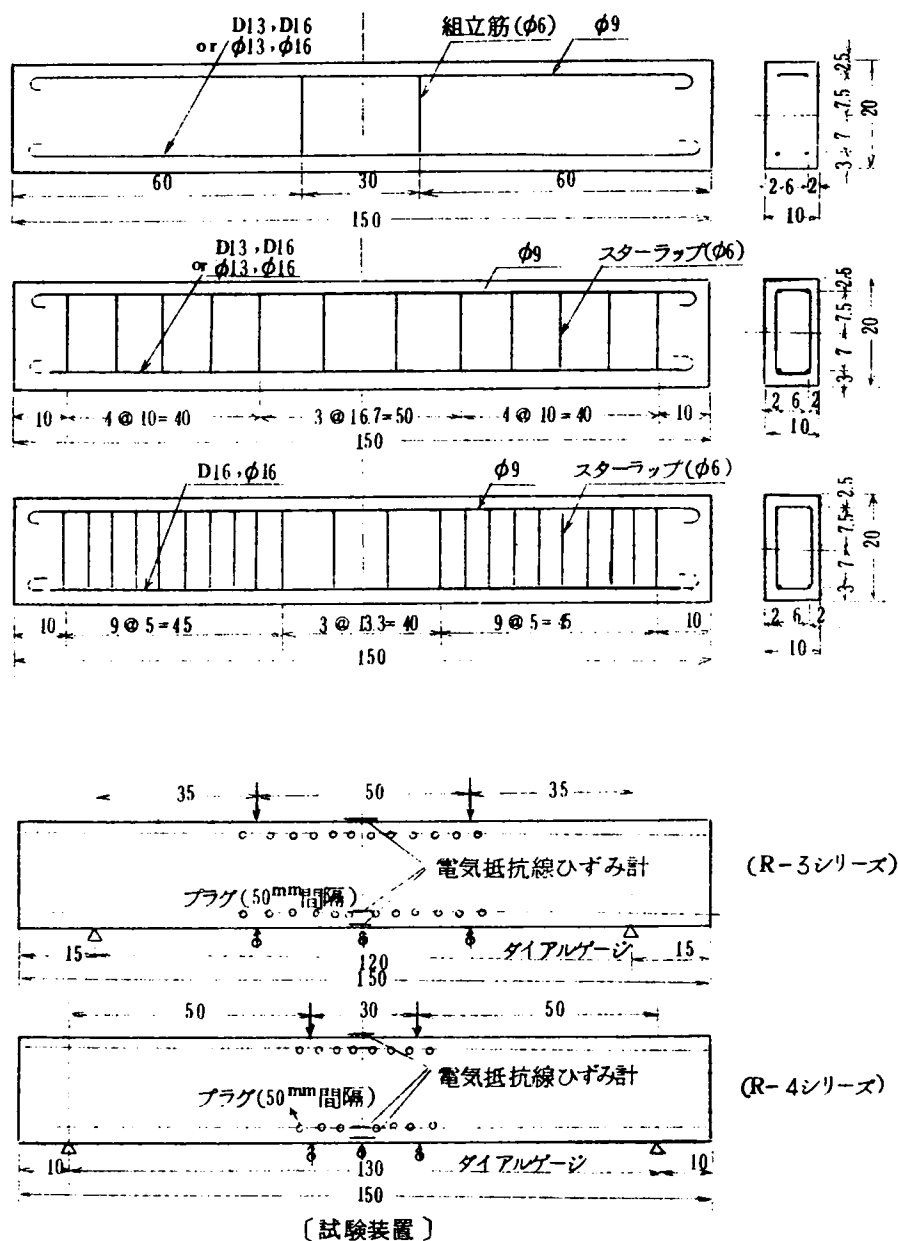


図6.1 R.C 試験供試体配筋および試験装置

16の4種類を選び、せん断スパン長は35cm、50cm、斜めひびわれに対する補強としてはスターラップなし、スターラップ間隔5cmおよび10cmとし、図6.1に示すような10×20×150cmの矩形試験供試体を作製した。

また、普通コンクリートにおいては、コンクリートの配合を1種類すなわち28日目標圧縮強度を250kg/cm²とし、引張主鉄筋を4種類(D-13、D-16、φ13、φ16)、せん断スパン長2種類(35cm、50cm)、スターラップ間隔10cm およびスターラップなしのそれぞれの条件にしたがって図6.1に示すような10×20×150cmの矩形試験供試体を作製した。

2. 供試体の製作

試験供試体の形状寸法、配筋状態を図6.1に示す。本試験では鉄筋のひずみを測定するため、コンクリートの打設に先立ってスパン中央部の引張主鉄筋に電気抵抗線ひずみ計を貼布した。この際防水を確実にするためひずみ計にはポリエステルゲージを用い、かつまた貼布後ハマタイトおよびエポキシ樹脂でひずみ計をコーティングした。

コンクリート打設に際しては、普通骨材は表乾状態で用いたが、軽量骨材は絶乾状態で用い、第2編(人工軽量骨材の吸水特性に関する研究)で述べた補正方法で練り混ぜ水の補正を行なった。供試体はコンクリート打設1回当り2～10本製作し、その際圧縮強度および静弾性係数測定用供試体(φ10×20cm)12本、引張強度測定用供試体(φ10×20cm)9本、曲げ強度試験用供試体(10×10×40cm)9本をそれぞれ同時に製作した。

鉄筋コンクリートはり供試体は打設翌日に脱型し、試験時まで実験室内に放置し、その他の強度試験用供試体も同様に室内養生を行なった。

3. 試験方法

載荷方法は、図6.1に示すようにせん断スパン35cm(曲げスパン50cm)の場合にはスパン120cmの2点載荷、せん断スパン50cm(曲げスパン30cm)の場合はスパン

130 cmの2点載荷とし、載荷は万能試験機によった。載荷の手順は、ひびわれ発生まで荷重段階を0.25 t刻みとし、とくにひびわれ発生が予想される荷重附近では荷重段階を0.1 t刻みとしてひびわれ発見に努めた。ひびわれ発生後荷重を一旦0 近くまでもどし、再載荷における再ひびわれ発生を観測し、その後は原則として0.5 t刻みに載荷を続行した。各荷重段階毎に、載荷点直下およびスパン中央部のたわみを1/100 mmダイヤルゲージで、また鉄筋のひずみおよびコンクリート上下縁の表面ひずみを電気抵抗線ひずみ計で測定した。さらにこれと同時に、引張および圧縮鉄筋位置のコンクリート表面ひずみを検長2 inのホイットモアー型ひずみ計によって測定した。なおこのコンクリート表面ひずみの測定は、ひびわれ発生後のひびわれ幅の測定をも兼ねるものである。

3. 使用材料およびコンクリートの配合

(1) セメント

全試験に使用したセメントは大阪社普通ポルトランドセメントで、このセメントの諸試験結果を表6.3に示す。

表 6.3 使用セメントの物理試験結果

| 比重 | 粉末度 (フーン) (cm^2/gr) | 凝 結 | | | 安定性 | フロー (mm) | 強 さ (kg/cm) | | | | | |
|------|---------------------------------------------|-----------|--------------|--------------|-----|-------------|----------------------------------|------|------|---------|-----|-----|
| | | 水量 (%) | 始 発 (時・分) | 終 結 (時・分) | | | 曲 げ 強 度 | | | 圧 縮 強 さ | | |
| | | | | | | | 3 日 | 7 日 | 28日 | 3 日 | 7 日 | 28日 |
| 3.16 | 3,180 | 26 | 2-17 | 3-50 | 良 | 227 | 36.4 | 54.5 | 74.6 | 148 | 253 | 393 |

(2) 使用骨材

本試験に用いた骨材は、軽量コンクリートにおいては造粒型人工軽量骨材ライオナイト、普通コンクリートでは野洲川産の細粗骨材をそれぞれ用い、それらの物理的性質およびふるい分け試験結果を表6.4、図6.2に示す。

表 6.4 使用骨材の物理的性質

| 種 類 | 種 別 | 比重 | 吸水率 (%) | 単位容 積重量 (kg/m³) | 粗粒率 (F.M.) | 粒 度 分 布 (残留%) | | | | | | | | | |
|------|-----|------|------------|-----------------------|---------------|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|----|--|
| | | | | | | mm 0.15 | 0.3 | 0.6 | 1.2 | 2.5 | 5.0 | 10 | 15 | 20 | |
| 普通骨材 | 細骨材 | 2.58 | 1.41 | 1660 | 2.96 | 99 | 88 | 66 | 32 | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 粗骨材 | 2.63 | 0.98 | 1690 | 7.02 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 78 | 49 | 24 | |
| 軽量骨材 | 細骨材 | 1.92 | 4.21 | 1140 | 2.87 | 93 | 80 | 69 | 44 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 粗骨材 | 1.42 | 1.81 | 890 | 6.87 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 86 | 5 | 1 | |

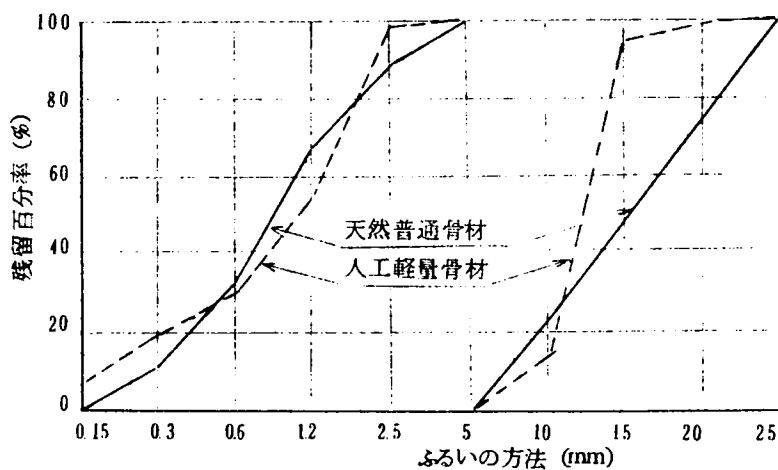


図6.2 使用骨材の粒度分布

表 6.5 鉄筋の機械的性質

| | 直 径 (mm) | 断 面 積 (mm ²) | 降 伏 点 (kg/mm ²) | 引張強さ (kg/mm ²) | 伸 び (%) |
|-------|-------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------|
| SR 24 | 13 | 133 | 31.39 | 45.60 | 26.9 |
| SR 24 | 16 | 201 | 28.29 | 40.56 | 30.2 |
| SR 24 | 9 | 64 | 34.56 | 44.50 | 32.9 |
| | 6 | 28 | 48.65 | 52.93 | |
| SD 30 | 12.7 | 127 | 41.00 | 56.27 | 22.7 |
| SD 30 | 15.9 | 198 | 36.40 | 52.59 | 24.4 |

(3) 使用鉄筋

使用した鉄筋は、主鉄筋に直径 13mm および 16 mm の普通丸鋼 (SR-24) および異形鉄筋 (SD-30) を、圧縮鉄筋に 9 mm 普通丸鋼 (SR-24) , 組立て用および スターラップには 6 mm 再生鉄筋をそれぞれ用い、それらの機械的性質を表 6.5 に示す。

(4) 混 和 剤

本試験に使用したコンクリートには、コンクリートの使用水量を減少しかつまだ固まらないコンクリートのワーカビリティを改善する目的で混和剤 (日曹マスタービルダーズ社製、減水剤ボゾリス No. 8) を用いた。なおこのさい空気量の調整は行っていない。

(5) コンクリートの配合

コンクリートの配合は、第 4 編 (人工軽量骨材コンクリートの配合設計に関する基礎的研究) の結果を参照して、材令 28 日の目標圧縮強度が軽量コンクリートで 250 kg/cm^2 および 400 kg/cm^2 , 普通コンクリートで 250 kg/cm^2 となるよう表 6.6 , 表 6.7 に示すように決定した。

表 6.6 軽 量 コンクリート 示 方 配 合

| コンクリートの種別 | w/c (%) | セメント (kg) | 水 (kg) | s/a (%) | 砂 (kg) | 砂 利 (kg) | | 分散剤 |
|-----------|---------|-----------|--------|---------|--------|--------------------|---------------------|-----------|
| | | | | | | 5~10 ^{mm} | 10~20 ^{mm} | |
| R-3シリーズ | 49 | 300 | 147 | 42 | 564.4 | 277.5 | 277.5 | ボゾリス No.8 |
| R-4シリーズ | 34 | 400 | 136 | 38 | 482.5 | 280.1 | 280.1 | ボゾリス No.8 |

(スランブ $5 \pm 1 \text{ cm}$)

表 6.7 普 通 コンクリート 示 方 配 合

| コンクリート | w/c (%) | セメント (kg) | 水 (kg) | s/a (%) | 砂 (kg) | 砂 利 (kg) | 粗骨材 最大寸法 |
|----------|---------|-----------|--------|---------|--------|----------|------------------|
| H シ リ ーズ | 50 | 350 | 175 | 39.1 | 715 | 1115 | 25 ^{mm} |

(スランブ 6cm)

[Notation]

(ここで記さないものについては本文中に、また他学会たとえばACI Building Codeを参照する場合にはNotationをそのまま用いる。)

断面の諸元

| | |
|---------------------------------------------------------|----------------|
| a : せん断スパン | A_s : 鉄筋の断面積 |
| b : 断面の幅 | d : 有効高さ |
| d' : コンクリート上縁から圧縮鉄筋図心位置までの距離 | |
| k : 中立軸比 | p : 鉄筋比 |
| ϕ : 鉄筋径 | |
| γ : はりの高さに対するコンクリートの圧縮縁から引張側コンクリートの弾性範囲限界までの距離の比 | |

断面に作用する力

| | |
|---------------------------|-----------------------|
| M : 外力による曲げモーメント | M_{cr} : ひびわれモーメント |
| M_{rc} : コンクリートの抵抗モーメント | M_{rs} : 鉄筋の抵抗モーメント |
| M_u : 破壊モーメント | P_u : 破壊荷重 |
| V : せん断力 | |

変形に関係するもの (ひずみを含む)

| | |
|-------------------------------------|-------------------------------|
| E_c : コンクリートの弾性係数 | E_s : 鉄筋の弾性係数 |
| ϵ_c : コンクリートの圧縮ひずみ | ϵ_e : コンクリートの弾性引張ひずみ |
| ϵ_p : コンクリートの塑性引張ひずみ | ϵ_s : 鉄筋の引張ひずみ |
| ϵ_u : コンクリートの圧縮最大ひずみ (破壊時) | |
| K : 曲げ剛性 | ℓ_c : ひびわれ間隔 |
| n : ヤング係数比 | φ : 断面の曲げ回転角 |

応力 (強度を含む)

| | |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| f_t : 7日間湿潤養生、以後湿度50%の室内で乾燥した場合の材令28日における引張強度 | |
| f'_t : コンクリートの斜め引張強度 | $\left. \begin{matrix} f_c \\ \sigma_c \end{matrix} \right\}$: コンクリートの圧縮強度 |
| σ_{cs} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 | σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 |
| σ_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度 | v : 単位せん断応力度 |
| τ_{a1} : 斜め引張鉄筋の計算をしない場合の許容せん断応力度 | |

τ_{a2} : 斜め引張鉄筋の計算をする場合の許容せん断応力度

τ_0 : 最大付着応力度

4. 軽量鉄筋コンクリートはりの曲げ試験 結果およびその考察

軽量および普通鉄筋コンクリートはりの曲げ試験で得られた ひびわれモーメント，曲げ破壊モーメントおよびはり供試体と同時に作製した強度試験用供試体による試験結果を表 6.8，表 6.9，表 6.10 に示す。以下各項目別に考察を進める。

1. ひびわれ

(1) ひびわれ耐力

ひびわれが発生するときのはりの抵抗モーメントは，コンクリートのひずみの大きさ，ならびに引張側の塑性領域の応力分布によって影響され，ひびわれ発生モーメントは次の仮定，すなわち

(i) 平面保持の仮定

(ii) コンクリートの引張側は，弾性領域と塑性領域に分けられる。

によって近似的に図 6.3 のひずみおよび応力分布が成立するとして計算される。

図 6.3 の γ 値は，コンクリートの配合，養生方法，材令，断面形状などによって相当変化すると考えられている。たとえば神山⁵⁾ は部材の断面形状と γ との間には表 6.11 に示すような関係があると報告しているので，矩形断面 ($b_0/b = 1.0$) においてははりの引張側の塑性変形量が最も大きく $\gamma = 0.45 \sim 0.70$ の範囲にあると考えられる。

以下本試験で得られた結果をもとにして， γ の値と鉄筋コンクリートはりのひびわれ耐力を示す一値として考え，軽量コンクリートと普通コンクリートとの比較を試みてる。

表 6.9 にひびわれ発生モーメントの実測値と， ϵ_p/ϵ_c をそれぞれ 0，0.5，1.0，1.5 と仮定した場合のひびわれモーメントの計算値を示す。なお， ϵ_p/ϵ_c より逆算した γ の値

表6.8 コンクリート供試体による強度試験結果

| 強度 試験 シリーズ | 打設日 | はりの種類 | 7 日 | | | 28 日 | | | 前 日 | | | |
|------------------|-------|--------------------------------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------|
| | | | f_c^* | f_t | f_B | f_c | f_t | f_B | f_c | f_t | f_B | 前 日 E_c^{**} |
| R-3 | 7/28 | R-3-D16-0, 5,10 | 118 | 14.3 | 19.0 | 220 | 20.4 | 30.0 | 257 | 17.3 | 342 | 1.67×10^5 |
| R-3 | 8/2 | R-3-D13-0, 5,10 | 173 | 17.2 | 18.7 | 210 | 20.4 | 28.8 | 222 | 17.3 | 43.6 | 1.60×10^5 |
| R-4 | 8/5 | R-4-D16-0, 10 | 312 | 24.8 | 34.6 | 328 | 26.9 | 43.2 | 443 | 31.8 | 44.3 | 2.13×10^5 |
| R-4 | 8/9 | R-4-D13-0, 10 R-4-13-0 | | | | 424 | 26.7 | 37.4 | 427 | 26.4 | 46.8 | 1.93×10^5 |
| R-4 | 8/13 | R-4-13-10 R-4-16-0, 10 | 278 | 28.6 | 31.3 | 470 | 24.7 | 30.2 | 434 | 28.0 | 38.5 | 1.83×10^5 |
| R-3 | 8/16 | R-3-16-0, 5,10 R-3-13-0, 5 | 171 | 13.0 | 28.1 | 230 | 17.9 | 31.3 | 221 | 17.4 | 42.8 | 1.56×10^5 |
| H | 12/27 | H-D16-0 (35.50) H-13, D13, D16-10 | — | — | — | — | — | — | 247 | 17.5 | 29.7 | 2.76×10^5 |

注) * f_c, f_t, f_B の単位はすべて kg/cm^2

** E_c は圧縮強度の $1/3$ における割線弾性係数 (kg/cm^2)

表 6.9 ひびわれモーメントの算定

| | せん断 スパン 長 (cm) | ひびわれ 荷 重 (t) | ひびわれ モーメント Mer (t・cm) | $\epsilon_p/\epsilon_c=0$ 計算値 Mer 0 (t・cm) | M_{cr}/M_{cr0} | $\epsilon_p/\epsilon_c=0.5$ 計算値 Mer 0.5 (t・cm) | $M_{cr}/M_{cr0.5}$ | $\epsilon_p/\epsilon_c=1.0$ 計算値 Mer 1.0 (t・cm) | $M_{cr}/M_{cr1.0}$ | $\epsilon_p/\epsilon_c=1.5$ 計算値 Mer 1.5 (t・cm) | $M_{cr}/M_{cr1.5}$ |
|-----------|-------------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------------------------------------------|------------------|---------------------------------------------------------|--------------------|---------------------------------------------------------|--------------------|---------------------------------------------------------|--------------------|
| R-3-13-5 | 35 | 1.50 | 26.20 | 15.68 | 1.67 | 21.95 | 1.19 | 26.72 | 0.98 | | |
| | 35 | 1.38 | 24.20 | 15.42 | 1.57 | 21.55 | 1.12 | 26.18 | 0.93 | | |
| | 35 | 1.25 | 21.90 | 15.42 | 1.42 | 21.55 | 1.02 | 26.18 | 0.84 | | |
| | 35 | 1.83 | 32.00 | 17.57 | 1.82 | 24.94 | 1.28 | 30.92 | 1.03 | | |
| | 35 | 1.75 | 30.60 | 17.57 | 1.74 | 24.94 | 1.22 | 30.92 | 0.99 | | |
| | 35 | 2.00 | | 17.20 | | 24.16 | | 29.85 | | | |
| R-4-13-10 | 35 | | | 17.20 | | 24.16 | | 29.85 | | | |
| | 50 | 1.00 | 25.00 | 24.28 | 1.03 | 33.87 | 0.74 | | | | |
| | 50 | 1.00 | 25.00 | 22.30 | 1.12 | 28.49 | 0.88 | | | | |
| | 50 | 1.50 | 37.50 | 27.00 | 1.39 | 38.07 | 0.99 | | | | |
| H-13-10 | 50 | 1.00 | 25.00 | 29.32 | 0.86 | 41.11 | 0.61 | | | | |
| | 50 | 1.25 | 31.25 | | | 20.66 | 1.51 | 23.15 | 1.34 | 2631 | 1.18 |
| | 50 | 1.00 | 25.00 | | | 19.53 | 1.28 | 22.86 | 1.09 | 25.94 | 0.97 |
| | 50 | 1.50 | 37.50 | | | 21.01 | 1.78 | 25.51 | 1.47 | 32.19 | 1.16 |

表 6.10 曲げ破壊モーメントの算定

| はりの形式 | せん断 スパン a (cm) | 破壊荷重 P_u (ton) | 破壊 モーメント M_u (t・cm) | 坂博士の式による算定破壊モーメント $\epsilon_u=3000$ | | | | ACI Code による 算定破壊モーメント | | 破壊形式 |
|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|------------|-------------------|-------------|---------------------------|-------------|------------|
| | | | | M_u' (t・cm) | M_u/M_u' | M_u'' (t・cm) | M_u/M_u'' | M_u'' (t・cm) | M_u/M_u'' | |
| R-3-13-5 | 35 | 7.65 7.60 | 133.5 | 130.8 | 1.02 | 125.6 | 1.06 | 127.2 | 1.05 | 曲げ |
| -D13-5 | 35 | 8.67 8.68 | 151.8 | 160.2 | 0.95 | 160.7 | 0.94 | 154.6 | 0.98 | 曲げ |
| -D13-10 | 35 | 7.87 8.45 | 143.0 | 160.2 | 0.89 | 160.7 | 0.89 | 154.6 | 0.92 | 曲げ |
| -16-5 | 35 | 10.00 10.10 | 176.0 | 174.2 | 1.01 | 174.3 | 1.01 | 180.3 | 0.98 | 曲げ 曲げ入断 |
| -16-10 | 35 | 9.45 9.45 | 165.2 | 174.2 | 0.95 | 174.3 | 0.95 | 180.3 | 0.92 | せん断 |
| -D16-5 | 35 | 9.88 9.15 | 166.5 | 212.8 | 0.78 | 213.3 | 0.78 | 210.5 | 0.79 | せん断 |
| -D16-10 | 35 | 7.81 8.03 | 138.5 | 212.8 | 0.65 | 213.3 | 0.65 | 210.5 | 0.66 | せん断 |
| R-4-13-10 | 50 | 5.00 5.69 | 133.7 | 133.6 | 1.00 | 133.5 | 1.00 | 129.5 | 1.03 | 曲げ |
| -D13-10 | 50 | 6.44 6.62 | 163.2 | 164.3 | 0.99 | 164.1 | 0.99 | 161.4 | 1.01 | 曲げ |
| -16-10 | 50 | 7.46 7.10 | 182.0 | 178.2 | 1.02 | 178.8 | 1.02 | 176.0 | 1.03 | 曲げ |
| -D16-10 | 50 | 9.06 8.61 | 220.5 | 223.7 | 0.99 | 225.1 | 0.98 | 220.6 | 1.00 | 曲げ |
| H-13-10 | 50 | 5.00 5.35 | 129.5 | 129.1 | 1.00 | 130.5 | 0.99 | 127.4 | 1.02 | 曲げ |
| -D13-10 | 50 | 6.55 6.20 | 159.0 | 157.8 | 1.01 | 158.5 | 1.00 | 157.3 | 1.01 | 曲げ |
| -D16-10 | 50 | 8.65 8.75 | 217.5 | 212.0 | 1.03 | 212.4 | 1.02 | 207.0 | 1.05 | 曲げ |

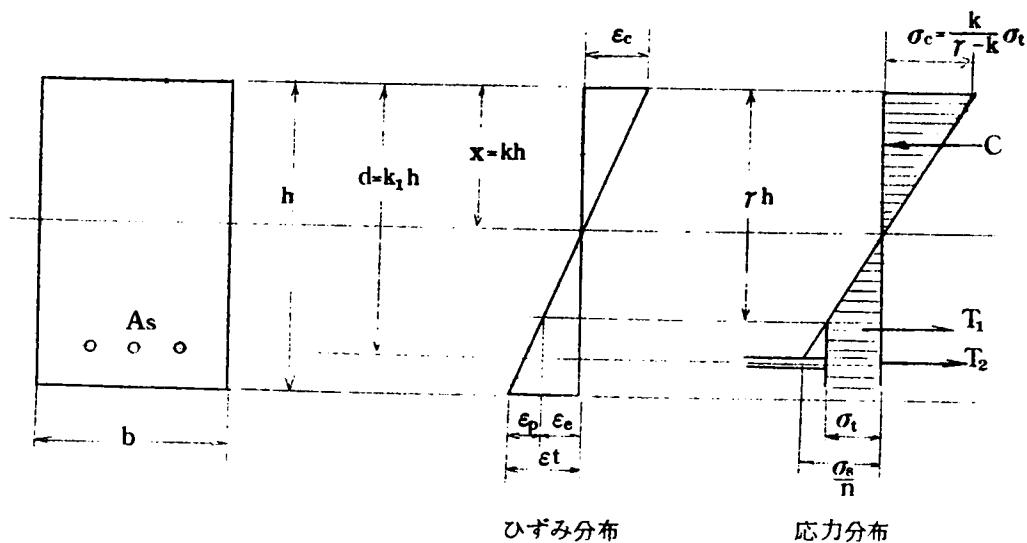


図 6.3

表 6.11 断面形状による γ の範囲

| 腹部幅比 b_0/b | 1.0 | 0.5 | 0.4 | 0.3 | 0.2 |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| γ の範囲 | 0.45 ~ 0.70 | 0.70 ~ 0.85 | 0.75 ~ 0.90 | 0.80 ~ 1.00 | 0.85 ~ 1.00 |

は上記 $\varepsilon_p/\varepsilon_e$ に対してそれぞれ 1, 0.85, 0.75, 0.70 である。表 6.9 より, 軽量コンクリートにおいてはセメント量 300 kg/m^3 , 普通の強度 (材令 28 日目標強度 250 kg/cm^2) の場合で $\varepsilon_p/\varepsilon_e = 0.5 \sim 1.0$ ($\gamma = 0.75 \sim 0.85$), セメント量 400 kg/m^3 , 高強度 (同 400 kg/cm^2) の場合で $\varepsilon_p/\varepsilon_e$ を 0.5 よりやや小さく選べば 実測値 と比較的よく一致するようである。一方普通コンクリートでは $\varepsilon_p/\varepsilon_e$ を 1.5 程度 ($\gamma = 0.70$) に採れば 実測値 とよく一致すると考えられる。これより, 軽量コンクリートと普通コンクリートに対し γ の値をそれぞれ約 0.85 と 0.70 と仮定すればよいことになる。このように軽量コンクリートは普通コンクリートに比らべて, 弾性ひずみ量に対する塑性ひずみ量の割合が小さいので, 同一引張強度であってもひびわれ耐力は若干低下するものと推察される。さらにまた, はりのひびわれ耐力はコンクリートの引張強度の大きさによっても影響されるが, 軽量コンクリートの引張強度は同一圧縮強度を有する普通コンクリートの引張強度と同等もしくは若干小さく, とくに乾燥状態に置くと著しく引張強度が低下することが認められている。したがって普通コンクリートに比して軽量コンクリートの引張強度が若干小さい

ことおよび塑性ひずみもやや小さいことを併せ考慮すれば、軽量コンクリートはりのひびわれ耐力は普通コンクリートよりも若干劣るといわざるを得ない。

(2) ひびわれ幅およびひびわれ間隔

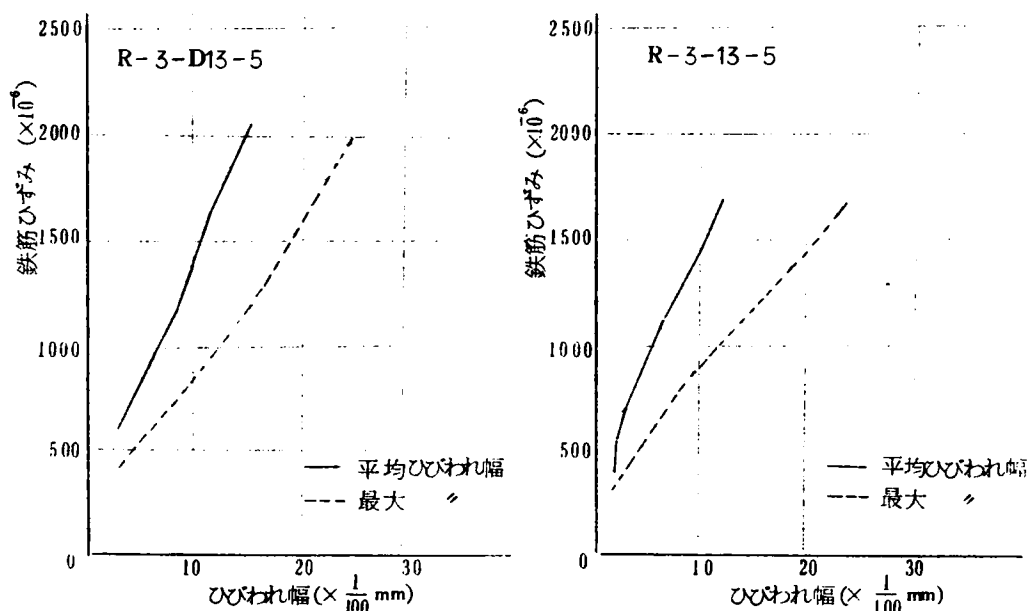


図 6.4 鉄筋ひずみ～最大ひびわれ幅，平均ひびわれ幅

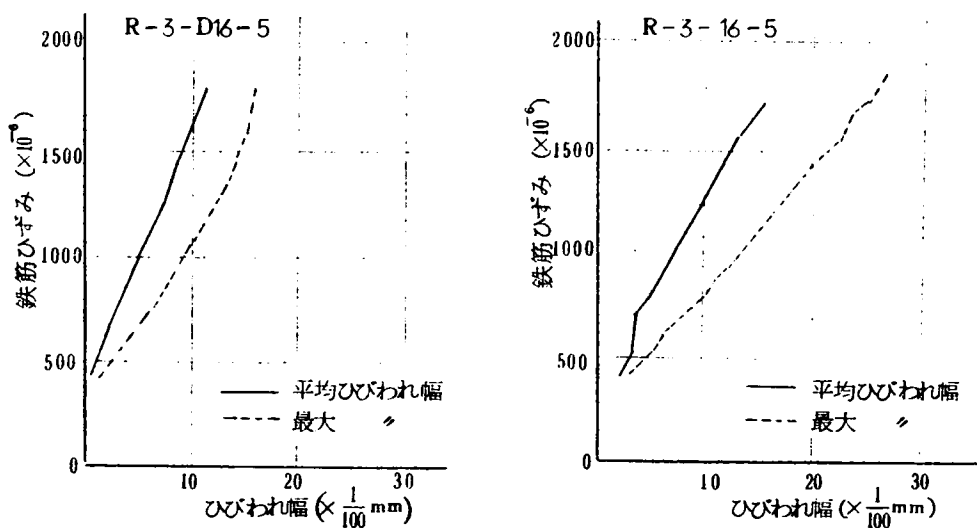


図 6.5 鉄筋ひずみ～最大ひびわれ幅，平均ひびわれ幅

ひびわれ幅は、はりの曲げスパン内の引張および圧縮鉄筋位置に貼布した測点間の変化を、検長 2 in のホイットモア型ひずみ計によって測定することによって求めた。すなわち、2 in 間隔に設置したブラッグ間に 2 本以上のひびわれが発生することは極くまれで、

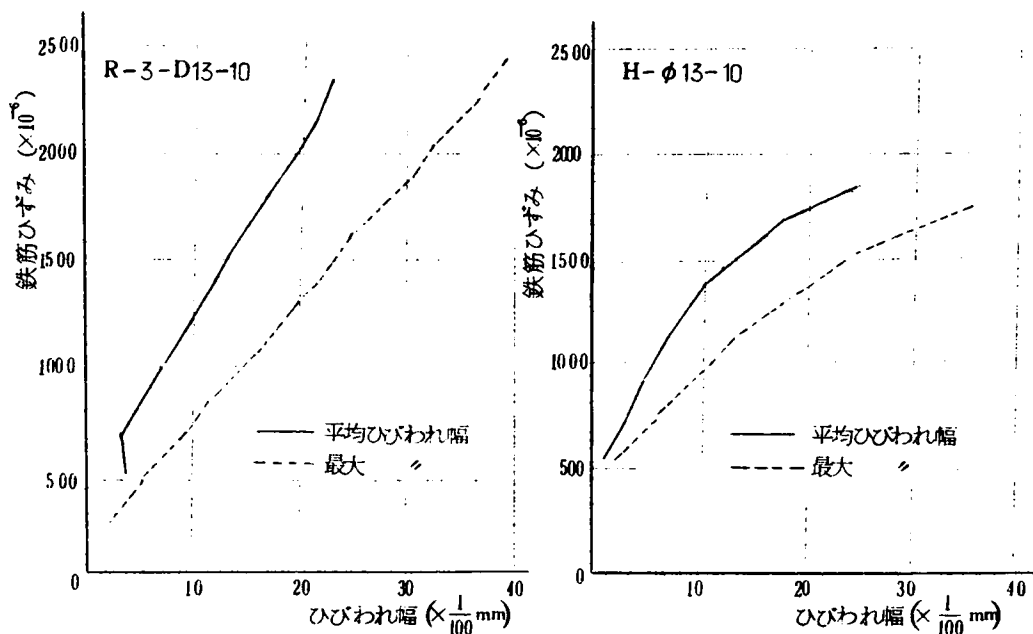


図 6.6 鉄筋ひずみ～最大ひびわれ幅，平均ひびわれ幅

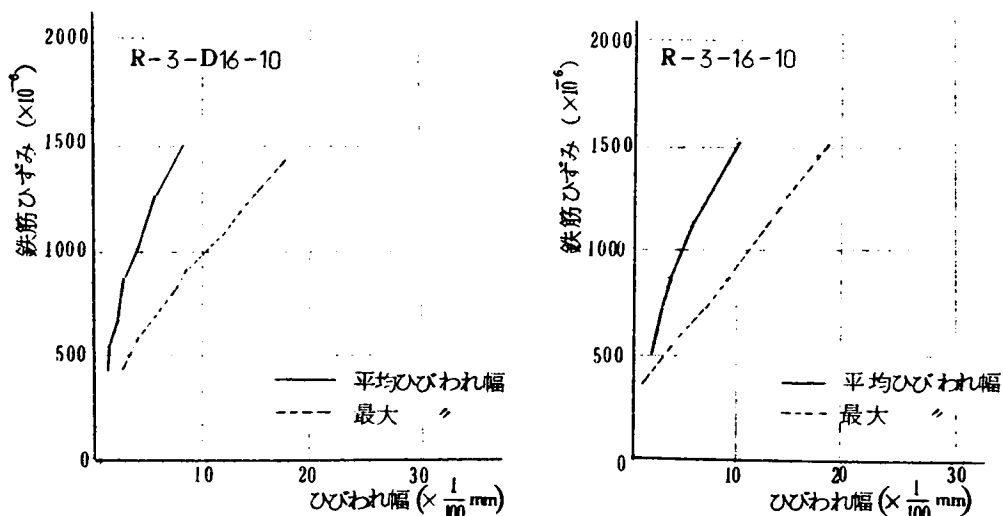


図 6.7 鉄筋ひずみ～最大ひびわれ幅，平均ひびわれ幅

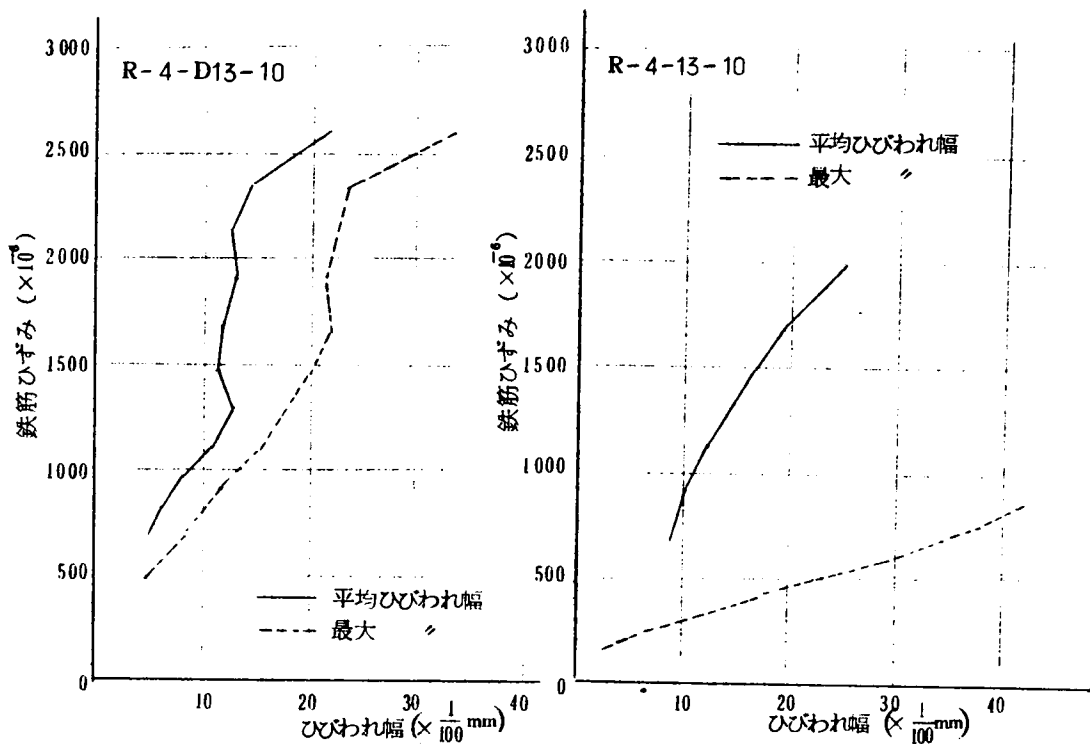


図 6.8 鉄筋ひずみ～最大ひびわれ幅，平均ひびわれ幅

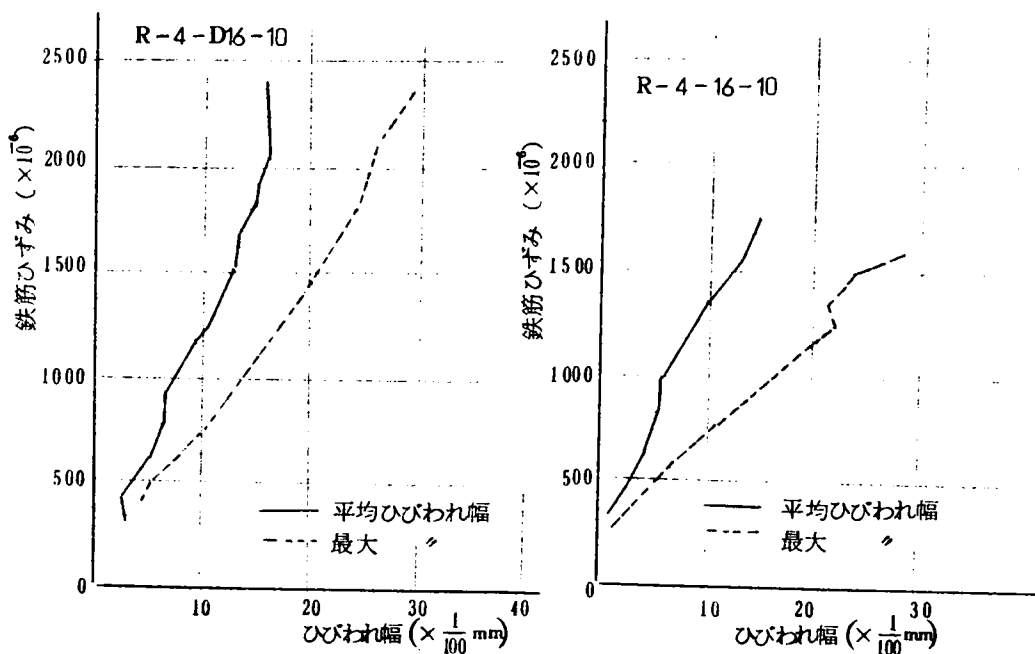


図 6.9 鉄筋ひずみ～平均ひびわれ幅，最大ひびわれ幅

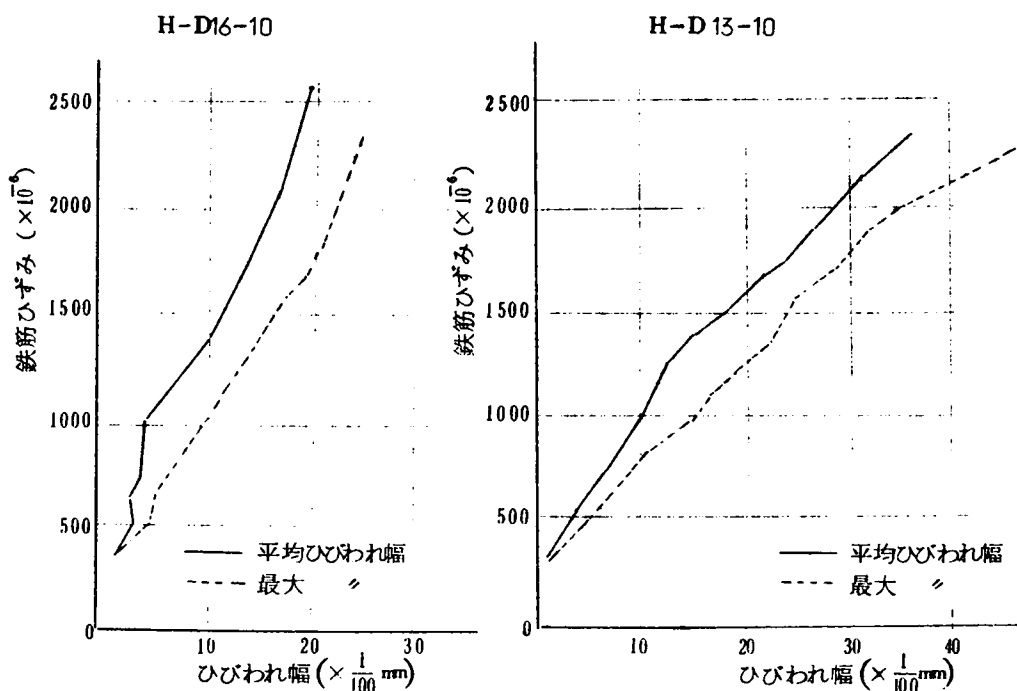


図 6.10 鉄筋ひずみ～最大ひびわれ幅，平均ひびわれ幅

表 6.12 ひびわれ幅に対する実測鉄筋応力 (kg/cm^2)

| はりの種類 | 最大ひびわれ幅 (mm) | | | 平均ひびわれ幅 (mm) | |
|------------|--------------|------|------|--------------|------|
| | 0.1 | 0.15 | 0.20 | 0.1 | 0.15 |
| R-3-13-5 | 1800 | 2350 | 2750 | 2800 | 2800 |
| R-3-D13-5 | 1700 | 2350 | 3175 | 2750 | 2900 |
| R-3-D13-10 | 1425 | 1975 | 2600 | 2400 | 3250 |
| R-3-16-10 | 1900 | 2550 | | | |
| R-3-D16-10 | 1950 | 2500 | | | |
| R-4-13-10 | 1000 | 1500 | 2075 | 1450 | 3100 |
| R-4-D13-10 | 1650 | 2175 | 2975 | 2150 | 4100 |
| R-4-16-10 | 1200 | 1600 | 2000 | 1750 | 2250 |
| R-4-D16-10 | 1475 | 2175 | 2950 | 2450 | 3400 |
| H-13-10 | 2050 | 2525 | | | |
| H-D1-10 | 1625 | 2100 | 2675 | 2125 | 2775 |
| H-D16-10 | 2000 | 2800 | 3150 | 2600 | 3450 |

さらにまたひびわれの発生しない区間のコンクリートのひずみは、その測点間以外の他の測点区間でひびわれが生じた後にはほとんど変化しないので、ある荷重におけるコンクリートのひずみ量からひびわれ発生時のひずみ量を差し引き、その値を変形量に換算したものをひびわれ幅と定義した。また、はりの曲げスパン内で前述のように定義されたひびわれ幅のうち最大のものを最大ひびわれ幅、ある荷重下の全てのひびわれ幅の平均値を平均ひびわれ幅とした。各供試体の鉄筋ひずみと最大ひびわれ幅の関係を図 6.4～6.10 に、また最大ひびわれ幅 0.1 mm, 0.15 mm, 0.20 mm, 平均ひびわれ幅 0.1 mm, 0.15 mm に対する実測鉄筋応力度を表 6.12 に示す。

(i) ひびわれ幅

図 6.4～6.10 から、ひびわれ幅と鉄筋ひずみ（鉄筋応力）との間にはほぼ直線関係が存在し、また平均ひびわれ幅は異形鉄筋と普通丸鋼とで若干異なり、とくに鉄筋応力が大きくなり上述の直線関係の勾配の大きさに差が現われてくる。すなわち、異形鉄筋を用いた方が普通丸鋼よりも直線の勾配が大きくなるが、これは異形鉄筋を使用すれば鉄筋応力の増加に伴って新しいひびわれが生じ、平均ひびわれ幅の増加率が小さくなるからである。次に鉄筋径とひびわれとの関係を検討すると、同一鉄筋応力（鉄筋ひずみ）に対して最大ひびわれ幅、平均ひびわれ幅ともに鉄筋径の大きい場合の方が大きくなっている。また、同一鉄筋応力を有する普通コンクリートと軽量コンクリートのひびわれ性状を比較すると、最大ひびわれ幅は軽量コンクリートの場合の方が若干小さいが、平均ひびわれ幅に関する限りほとんどコンクリート間にはその差は認められない。

一般に鉄筋が腐蝕されるおそれのある場合や漏水を完全に防ぐ必要のある場合には、ひびわれの発生を避けるかあるいはひびわれ幅を制限する必要がある。鉄筋コンクリート構造物の置かれている環境、構造上の機能によっても相違するのでひびわれ幅の許容値を一概に規定するのはむづかしいが、その最大ひびわれ幅を 0.2 mm 以下に制限すれば腐蝕に対して安全であるといわれている。例えば ACI Building Code 1508⁶⁾ では、設計荷重時の平均ひびわれ幅が、屋内の部材で 0.375 mm、屋外の部材で 0.25 mm を超過しないことが判明しない限り、引張鉄筋の設計降伏点応力は 3360 kg/cm^2 以下とすべきであると規定している。ここでは軽量鉄筋コンクリートに対し鉄筋の腐蝕のおそれのないひびわれ幅の限界値として最大ひびわれ幅を 0.2 mm にとることにすると、鉄筋応力度は表 6.12 より、

異形鉄筋 (SD30) : 2900 kg/cm²

丸 鋼 (SR24) : 2300 kg/cm²

となり、これらの値は各鉄筋の降伏点応力以下となり、はりとしては安全であることがわかる。

ii) ひびわれ間隔

ひびわれ間隔はひびわれ幅と密接な関係を有し、鉄筋の形状、鉄筋とコンクリートとの付着強度、鉄筋径によって影響されることが知られている。試験時測定した最大ひびわれ間隔（初ひびわれ発生時）、最小ひびわれ間隔（破壊付近）を表 6.13 に示す。これによ

表 6.13 ひびわれ間隔

| コンクリートの種類 | 最大ひびわれ間隔 (cm) | 最小ひびわれ間隔 (cm) |
|------------|------------------|------------------|
| R-4-D13-10 | 15.8 | 10.9 |
| R-4-13-10 | 16.0 | 16.0 |
| R-4-D16-10 | 16.5 | 8.8 |
| R-4-16-10 | 17.0 | 12.0 |
| R-3-D13-5 | 19.0 | 9.5 |
| R-3-13-5 | 17.1 | 9.8 |
| R-3-D16-5 | 13.0 | 6.7 |
| R-3-16-5 | | |
| R-3-D16-10 | 12.8 | 9.5 |
| R-3-16-10 | 25.0 | 12.5 |
| R-3-D13-10 | 23.0 | 12.6 |
| H-13-10 | 12.5 | 10.3 |
| H-D16-10 | 15.5 | 11.0 |
| H-D13-10 | 13.3 | 13.3 |

ると、軽量コンクリートはりのひびわれ間隔は普通コンクリートにおいて一般に認められている傾向と同様で、同一鉄筋径を有する普通丸鋼と異形鉄筋を比べると、鉄筋応力が小さい範囲では鉄筋形状による差はほとんど認められないが、鉄筋応力の大きい範囲では異形鉄筋を用いたはりに新しいひびわれの形成がみられ、最小ひびわれ間隔が小さくなる。また、鉄筋形状が同一のものについてその鉄筋径による影響を比較すると、鉄筋応力の増加とともに鉄筋径の大きいものの方が最小ひびわれ間隔が小さくなる傾向がみられる。

軽量コンクリートと普通コンクリートとを比較すると、最大ひびわれ間隔は両者ほぼ同じかあるいは普通コンクリートの方が若干間隔が小さいのに対して、最小ひびわれ間隔は明らかに軽量コンクリートの方が小さくなる傾向を示している。すなわち、軽量コンクリートにおいては鉄筋応力が増大するにしたがってひびわれが多く発生し、最小ひびわれ間隔が小さくなることを示している。

一般にひびわれ間隔は次式で表わされている。すなわち、

$$\ell_c = \frac{\pi \phi f_t}{4 p \tau_0} \quad (6.1)$$

ここで、 ℓ_c ：ひびわれ間隔

f_t ：コンクリートの引張強度

τ_0 ：最大付着応力

p ：鉄筋比

ϕ ：鉄筋径

同一形状、寸法の鉄筋を使用しほぼ引張強度の等しいコンクリートについて比較すると、軽量コンクリートの方が若干ひびわれ間隔が小さく現われているので、上式が軽量コンクリートにそのままあてはめるとするならば、最大付着強度が普通コンクリートよりも大きくなければならなくなる。一般に軽量コンクリートの付着強度は普通コンクリートとほぼ等しいか、あるいはやや小さいことが認められているので、上述の事実と相反することになる。したがって、上式を軽量コンクリートに対してそのまま適用できないが、上式の右辺に係数 α ($\alpha < 1$) を掛けてやれば利用することも可能である。なお、 α は 0.8～0.9 と推定されるが、その詳細についてはさらに数多くの実験を行ない、最大付着応力度も考慮して決定する必要がある。

2. 破壊耐力

塑性理論によって曲げ破壊モーメントを算定する場合、釣り合い鉄筋比以下の断面では曲げ破壊モーメントは鉄筋の降伏点応力とコンクリートの圧縮強度とによって一義的に支配されるので、コンクリートの最大ひずみ ϵ_u は重要ではない。一方、釣り合い鉄筋比以

上の鉄筋を配したはり、圧縮鉄筋を配したはり、偏心荷重を受ける柱、明瞭な降伏点を示さない鉄筋を用いたはりなどに対しては、コンクリートの最大圧縮ひずみ ϵ_u を無視することとはできない。

ϵ_u の値については研究者の間でも種々異なり、およそ 0.002~0.005 の範囲にある。^{7),8)} たとえば、Rüsch はコンクリートの最大圧縮ひずみ ϵ_u が断面形状によってどのように変化するかを実験的に検討したが、それによると T 型断面では ϵ_u が最も小さく 0.002、矩形断面では 0.0032、三角形断面では最大で 0.005 となることを明らかにしている。 ϵ_u の値についての各国の規定、規準をみると、土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針 56 条では 0.0025、日本材料学会鋼棒使用 PC 設計施工指針および解説では、0.0025~0.0030、ACI Building Code では 0.0030、またヨーロッパコンクリート委員会では 0.0035 とそれぞれ規定している。軽量コンクリートの最大圧縮ひずみ ϵ_u については、西沢⁹⁾ は膨張頁岩を用いたコンクリートはりについて 0.003 程度、¹⁰⁾ 六車は軽量コンクリートでは破壊時の圧縮ひずみが普通コンクリートよりも大きいから、塑性ひずみも大きくなることが予想されるが、実際には軽量コンクリートの方が普通コンクリートよりも brittle であるので塑性ひずみが小さく、 ϵ_u は 0.0035 程度であると報告している。

本試験に用いた軽量コンクリートはりの最大圧縮ひずみは、測定のみつかしさとひずみ計の測定能力の劣ることもあって正確には測定できなかったが、Stress-Strain curve から推定するとほぼ 0.0025~0.0035 の範囲にある。そこで、曲げ破壊モーメントの算定にあたっては、上述した種々の規定および実験結果を参照して普通コンクリートに対しては $\epsilon_u = 0.003$ 、軽量コンクリートに対しては $\epsilon_u = 0.0035$ と仮定することにした。なおまた、破壊モーメントの算定においては、圧縮側コンクリートの応力分布を矩形と仮定した。すなわち、曲げ破壊時のひずみ分布および応力分布を図 6.11 に示す。このとき 曲げ破壊モーメント M_u は次式で与えられる。

$$M_u = b k d f_c \left(d - \frac{k d}{2} \right) + k_c A_s' \sigma_{sy}' (d - d') \quad (6.2)$$

曲げ破壊モーメントの実測値、計算値、破壊の形式などを一括して表 6.10 に示す。圧縮側ひずみが大きいことは、それだけ変形能力が大きいことを意味し、曲げ破壊モーメントも大きくなることが予想されるが、計算結果をみると $\epsilon_u = 0.003$ に対するモーメント M_u' 、および 0.0035 に対する M_u'' は同等もしくは後者の方がやや大きいに過ぎない。

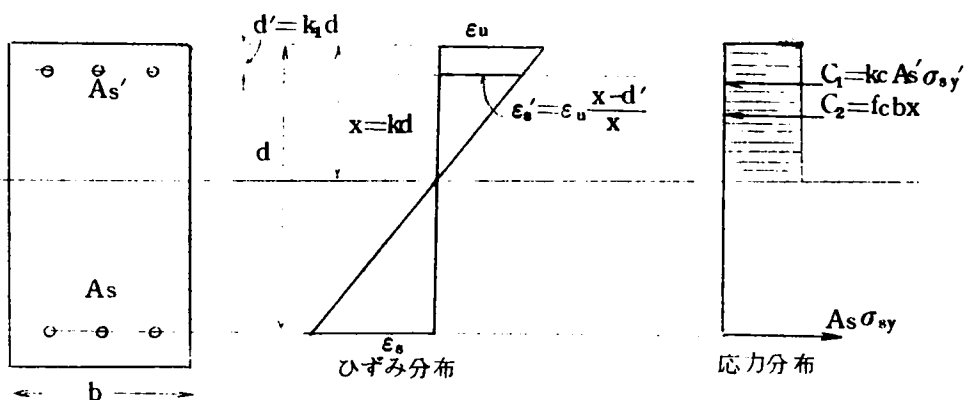


図 6.11

またコンクリートの圧縮強度 f_c が小さいと、中立軸比 k が大きくなり圧縮領域の面積が増加してコンクリート強度の小さいことを補うことになるので、コンクリートの圧縮強度は曲げ破壊モーメントに影響することは少なくなる。さらに普通鉄筋コンクリートはりと軽量鉄筋コンクリートはりの曲げ耐力はほとんど差がないこともわかる。

一方、曲げ破壊したはりについて（ただし、明らかにせん断破壊を起こしたはりでは、曲げ破壊モーメントは計算値よりも小さくなっている）、実測曲げ破壊モーメントと算定破壊モーメントとの比、すなわち M_u/M_u' 、 M_u/M_u'' を検討すると、いずれの場合も 1.00 前後の値を示し、実測値と計算値はよく一致している。

以上の結果から、軽量骨材を使用した鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊モーメントの算定において、釣り合い鉄筋比以上の単鉄筋はりあるいは複鉄筋はりにおいては、その最大圧縮縁ひずみ ϵ_u は従来普通コンクリート曲げ材の設計に用いられている値をそのまま用いても差支えないこと、および軽量コンクリートはりの曲げ耐力は普通コンクリートの場合とほぼ同程度期待できることが明らかとなった。

3. 曲げ剛性

曲げ剛性を求めるために、はりの曲げ試験時に図 6.1 に示すようにはり中央部（モーメント一定区間）におけるコンクリート上縁ひずみおよび引張鉄筋ひずみを測定し、これらの値を用いて次式より曲げ剛性を計算した。すなわち、

$$\varphi = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} = \frac{M}{K} \quad (6.3)$$

$$\text{これより} \quad K = \frac{dM}{\epsilon_c + \epsilon_s} \quad (6.4)$$

ここで、 φ ：断面の回転角

ϵ_c ：コンクリートの圧縮縁ひずみ

ϵ_s ：鉄筋の引張ひずみ

M ：ある荷重時のスパン中央部のモーメント

d ：はりの有効高さ

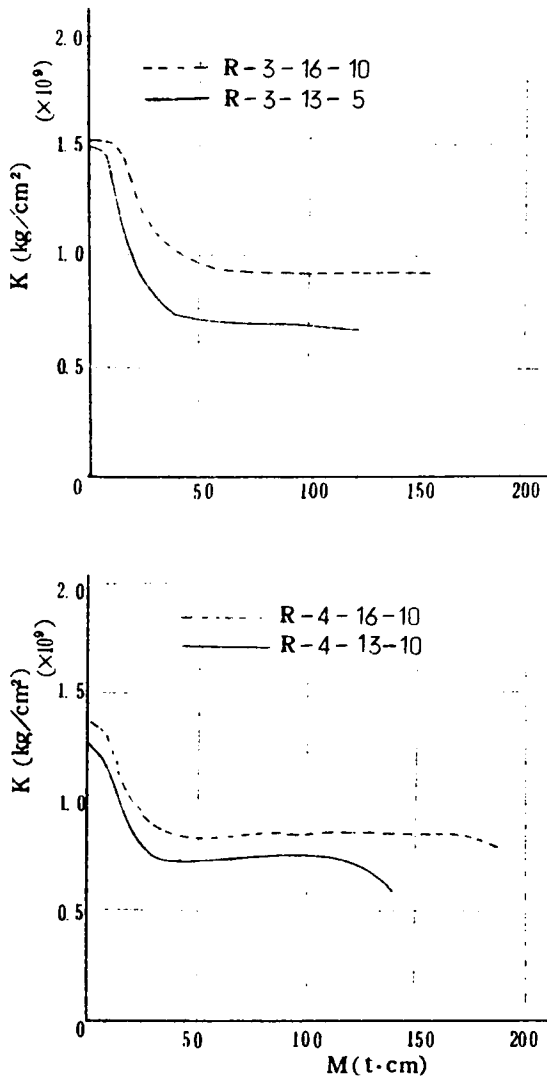


図 6.12 M～K 曲線

上式(6.4)より求めた曲げ剛性 K と曲げモーメント M との関係を図 6.12～6.15 に示す。以下これら図を参照しながら考察を加える。

ひびわれ発生以前では、普通コンクリートはりの曲げ剛性の方が軽量コンクリートはりに比して相当大きく現われているが、引張側コンクリートの塑性変形ならびにひびわれ発生とともに両コンクリートはりとも曲げ剛性は急激に低下する。この低下率は普通コンクリートの方が大きく、ひびわれ発生後の曲げ剛性がほぼ一定に達する点で考えた場合には、両コンクリートはりの差は初期応力時（ひびわれ発生以前）ほど大きくはない。とくに丸鋼 13 mm を用いたはりでは終局時の曲げ剛性は両コンクリート間でほとんど差がないか僅かに普通コンクリートの曲げ剛性が高いに過ぎない。これは鉄筋比の小さいはりの場合、塑性変形およびひびわれ発生に伴う中立軸の移動

量は、軽量コンクリートよりも普通コンクリートはりの方が大きいことによるものと推察される。一方、鉄筋比が大きくなるにしたがってひびわれの伝播速度が遅くなるため、ひびわれ発生による中立軸の移動量が鉄筋比の小さい場合ほど両コンクリート間に差がなくなり、したがってひびわれ発生後の両コンクリートはりの曲げ剛性の差は、初期応力時ほど大きくはないが依然として現われてくることが推察される。

また、同一圧縮強度（弾性係数）を有する軽量コンクリートはりを考えた場合、異形、

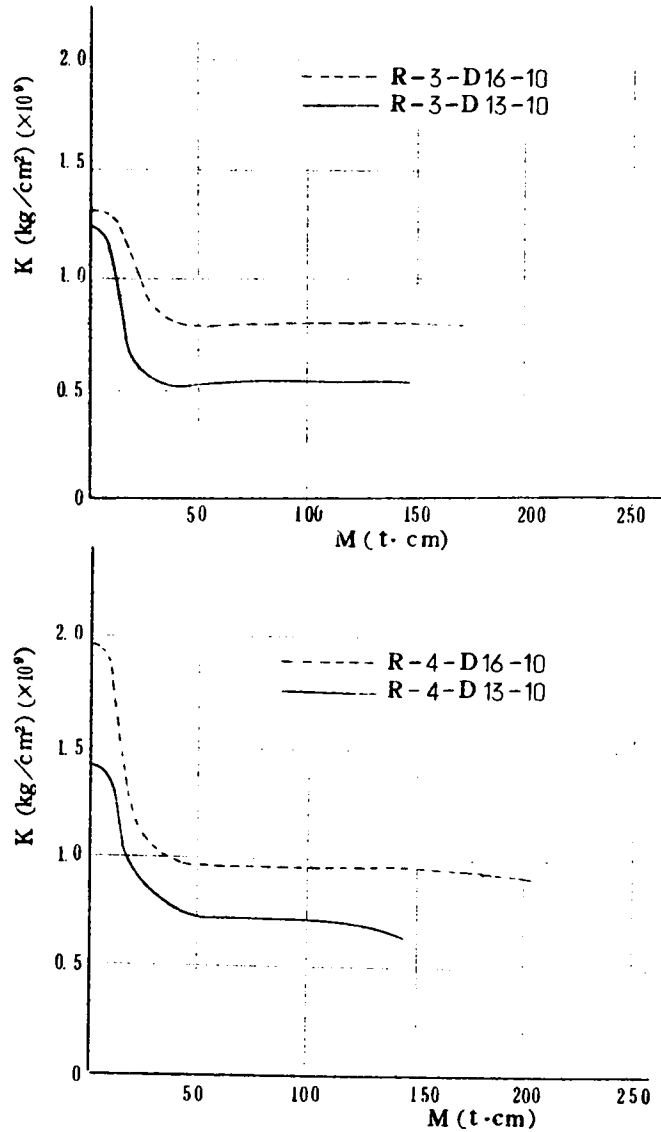


図 6.13 M～K 曲線

丸鋼にかかわらず鉄筋比の大きいはりほど曲げ剛性の低下率はゆるやかであるが、これはひびわれが鉄筋位置で一時停止し、ひびわれの伝播が不連続でかつゆるやかであるため、逆に鉄筋比の小さいはりでは、はりの引張縁にひびわれが発生すると同時に鉄筋位置を通り越して伝播するため曲げ剛性の低下が急激に起こるものと考えられる。

つぎに軽量コンクリートの強度差あるいは弾性係数差による曲げ剛性の相違について検討すると、高強度あるいは弾性係数が大きいコンクリートはり ($\sigma_c \doteq 400 \text{ kg/cm}^2$, $E_c \doteq 2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 程度) ほどひびわれ発生時近傍の曲げ剛性の低下率が大きい、曲げ剛性値がほぼ一定値に達した点における値は逆に低強度、低弾性係数のコンクリートはり ($\sigma_c \doteq 250 \text{ kg/cm}^2$, $E_c \doteq 1.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 程度) はりよりも大きくなっている。とくに異形鉄筋を使用した場合には、丸鋼使用の場合よりも前述した強度あるいは弾性係数の曲げ剛性に与える影響が顕著である。弾性係数と曲げ剛性との関係について考察すると、図 6.12 ~ 6.15 からわかるように、曲げ剛性低下後ほぼ一定値に達した点における曲げ剛性の値は、必ずしもそれぞれのコンクリートの弾性係数に比例しているとはいえず、

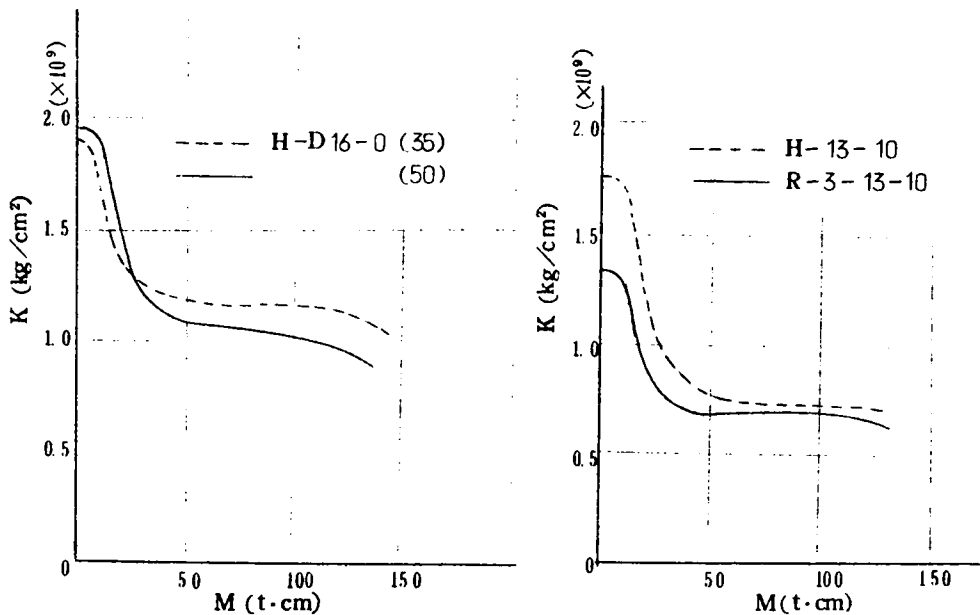


図 6.14 M ~ K 曲 線

備考) 同一強度

軽量 $E_{0.3} = 1.64 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

普通 $E_{0.3} = 2.76 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

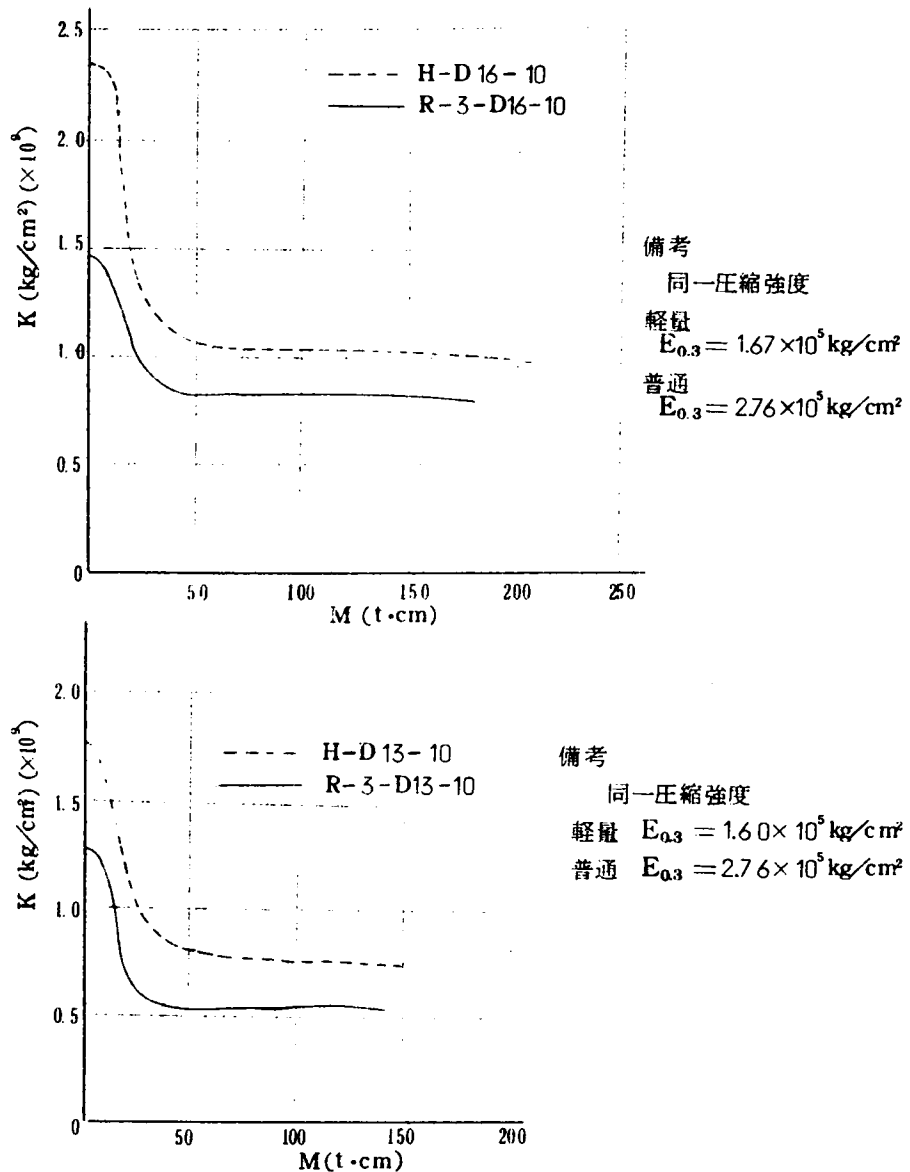


図 6.15 M ~ K 曲 線

むしろ普通コンクリートと軽量コンクリートとの曲げ剛性の差は、両コンクリートの弾性係数の差よりもかなり小さく現われている。これは後述するたわみにおいても、必ずしも弾性係数と逆比例した関係で現われてこないのと同様の傾向を示すものと思われる。なおたわみにおいても、曲げ剛性と同様の影響を弾性係数によって受けるものと仮定すれば、鉄筋比が小さい場合には普通コンクリートと軽量コンクリートはりのたわみの差は小さい

が、鉄筋比が大きくなるにつれて両コンクリートのたわみの差が顕著に現われてくるものと推察することができる。

4. た わ み

たわみの試験は、たわみ測定用に追加的に製作した曲げおよびせん断スパンの異なるL A, LB, LC, HA, HB, HCの6種類 計12本のはりについて実施した。¹²⁾ 図6.16には、これらのはりの荷重～たわみ曲線を、表6.14には設計荷重 ($n=15, \sigma_{sa}=1,600 \text{ kg/cm}^2$ として抵抗モーメントは $6.125 \text{ t} \cdot \text{m}$) 作用時におけるたわみの実測値と計算値を示す。

全般的に考察すれば、軽量コンクリートのはりのたわみは普通コンクリートのはりのたわみよりも20～25%程度大きく現われているが、この事実は、軽量コンクリートのはりのたわみは必ずしもコンクリートの弾性係数(円柱供試体による値)に逆比例して現われないことを示している。すなわち、たわみが弾性係数に逆比例して大きくなると仮定すれば、軽量コンクリートのたわみは普通コンクリートのそれよりも55%程度大きく現われてくる

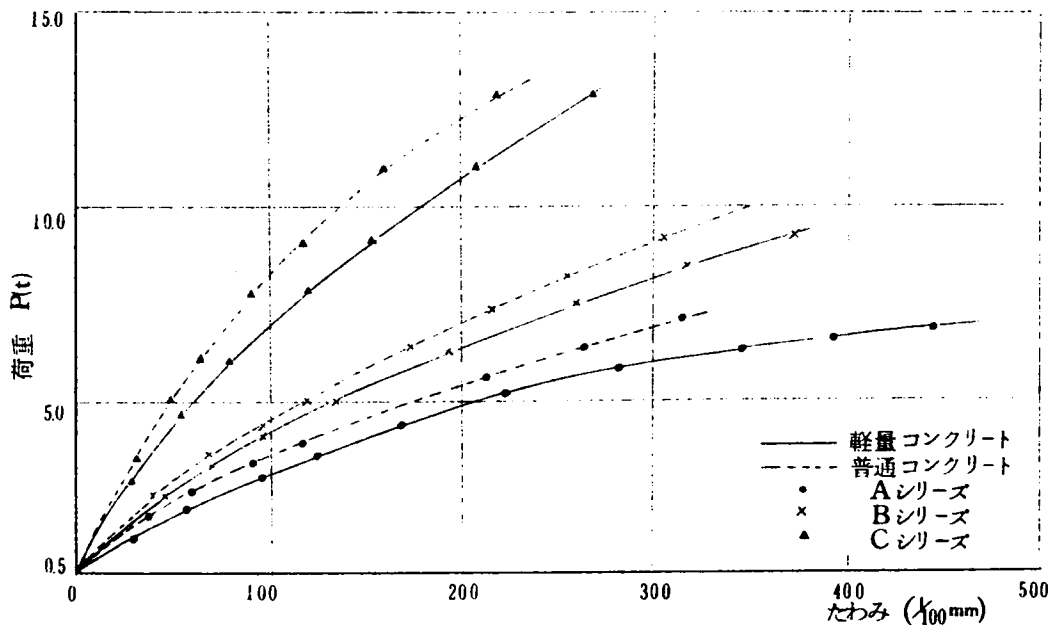


図6.16 荷重～たわみ曲線

表 6.14 設計荷重作用時のたわみ

| | 実測値 (mm) | 計 算 値 (mm) | | | | | |
|----|-------------|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|
| | | 全断面有効 | | | | 引張側無視 | |
| LA | 0.68 | ① n=15.6 | 0.58 (0.85) | ② n=9.9 | 0.40 (0.59) | ③ n=9.9 | 0.77 (1.13) |
| LB | 0.78 | | 0.71 (0.91) | | 0.49 (0.63) | | 0.95 (1.22) |
| LC | 0.83 | | 0.83 (1.00) | | 0.57 (0.69) | | 1.11 (1.34) |
| HA | 0.52 | n=10.0 | 0.40 (0.77) | n=6.4 | 0.27 (0.52) | n=6.4 | 0.67 (1.29) |
| HB | 0.66 | | 0.50 (0.76) | | 0.34 (0.52) | | 0.83 (1.26) |
| HC | 0.67 | | 0.58 (0.87) | | 0.39 (0.58) | | 0.97 (1.45) |

設計荷重: $\sigma_{sa} = 1600 \text{ kg/cm}^2$, $n=15$ として $M=61.62 \text{ t}\cdot\text{cm}$

ことになる。つぎに設計荷重作用時における両コンクリートのたわみについて考察する。

- (i) たわみの算定に際して従来わが国において採用されている算定式は、コンクリートの全断面を有効と考え、弾性係数比を $n=10$ としている。ここでは普通コンクリートに対しては弾性係数比 $n=10$ 、軽量コンクリートに対しては $n=15.6$ (軽量コンクリートおよび普通コンクリートの実測弾性係数を考慮して $n=10 \times \frac{3.31}{2.12} = 15.6$)、鉄筋の影響を考慮した換算断面二次モーメントを用いてたわみを算定した。このようにして算定した計算値は、軽量コンクリートに対しては実測値と比較的よく一致しているが、普通コンクリートに対しては約20%小さいたわみを算定することになる。
- (ii) (i)と同様にはりの全断面を有効と考え、 n 値としてはコンクリートの実測弾性係数から求めた値、すなわち軽量コンクリート、普通コンクリートに対してそれぞれ $n=9.9$, $n=6.4$ を採用し、さらに鉄筋の影響を考慮した換算断面二次モーメントを用いてそれぞれのたわみを算定した。この場合いずれの算定値も実測値よりも相当小さくなり、設計上好ましくないが、ただ軽量コンクリートにおいて $n=9.9$ とした場合の算定値は、実測値よりも約30%小さくなり、前項(i)の普通コンクリートと同程度の割合(計算値と実測値の比)のたわみを算定することができる。

したがって全断面を有効と考える場合には、通常用いられている $n=10$ をそのまま用いても普通コンクリートの場合と同程度の安全側のたわみ(計算値の方が測定値よりも大きい)を算定することができる。

- (iii) ACI Code規定のたわみ計算方法に準じ、 n 値としてはコンクリートの実測弾性

係数より求めた9.9（軽量コンクリート），6.4（普通コンクリート）を採用し，コンクリートの引張側断面を無視して鉄筋を考慮した換算断面二次モーメントを用いてたわみを算定した。この場合の計算値と実測値を比較すると，計算値は普通コンクリート，軽量コンクリートに対しそれぞれ約30%，20%安全側の値を与えることがわかる。

以上に示した3つの計算方法および結果を併せ考慮すると，軽量コンクリートはりの設計荷重時近傍のたわみ算定に際しては，コンクリートの全断面を有効と考える場合には n 値として $n=10 \times (\text{軽量コンクリートの弾性係数} / \text{普通コンクリートの弾性係数})$ とするか，ACIの算定方法に準じコンクリートの引張側を無視する場合には $n=E_s/E_c$ （ただし E_c は実測値）とすれば，実測値と比較的よく一致するものと考えられる。なお，普通コンクリートにおいて $n=10$ を用いても実測値よりも小さいたわみを算定することになるので， $20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の弾性係数を有する軽量コンクリートにおいては $n=10$ をそのまま採用しても，安全側のたわみを算定することが可能であると考えられる。

5. 鉄筋応力度と弾性係数比の問題

(1) 鉄筋応力度

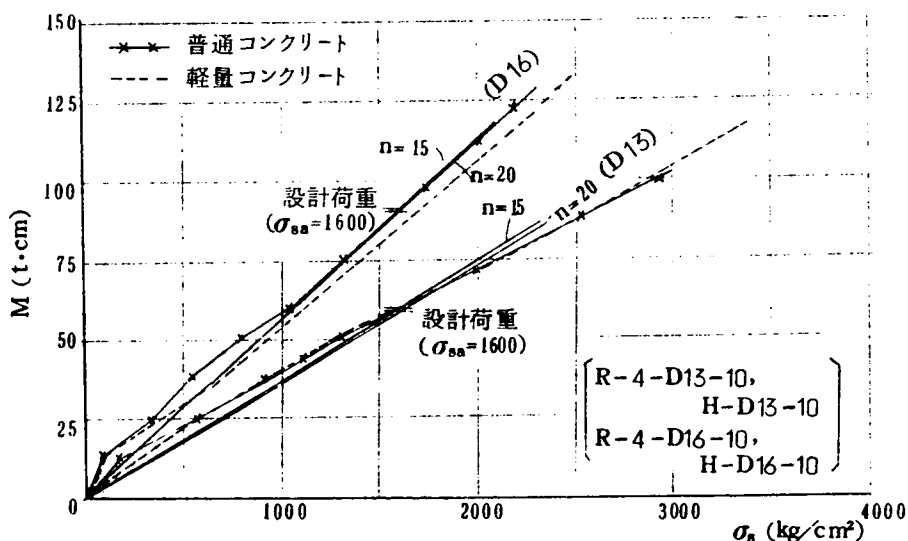


図 6.17 曲げモーメントと鉄筋応力度との関係

スパン中央部で測定した鉄筋ひずみから求めた鉄筋応力度と曲げモーメントの関係を図 6. 17, 図 6. 18 に示す。なおこれらの図中には弾性係数比を $n=15$ および 20 とし、コンクリートの引張側断面无視した常用式から算定した鉄筋応力度をも示す。

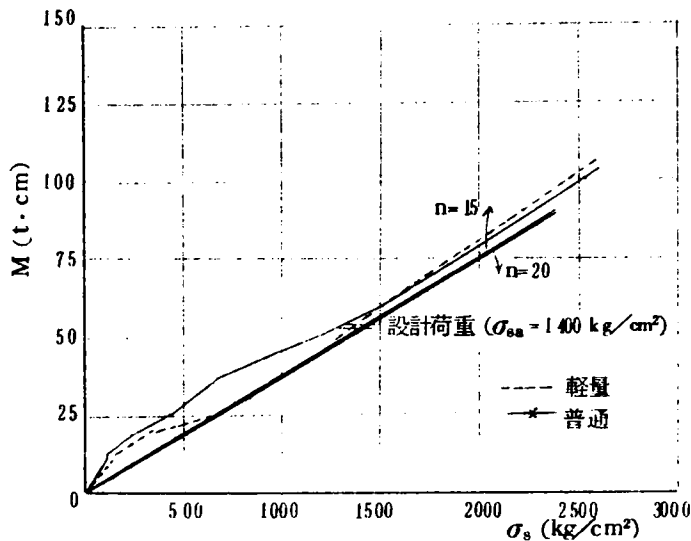


図 6. 18 曲げモーメントと鉄筋応力度との関係

同一モーメントに対する実測鉄筋応力度を軽量コンクリートはりと普通コンクリートはりについて比較してみると、これらの値は同等もしくは軽量コンクリートはりの鉄筋応力度の方が若干大きくなっている。一方、 $n=15$ および $n=20$ に対する計算鉄筋応力度と実測値を比較すると、設計荷重近傍までは計算値と実測値とは比較的よく一致しており、さらにまた $n=15, 20$ と仮定した場合の計算値の間にはほとんど差がない。このように弾性係数比が鉄筋応力度におよぼす影響が小さいことと、各計算値が設計荷重付近で実測値とよく合致していることから、軽量鉄筋コンクリートはりの設計荷重作用時近傍の鉄筋応力度の算定には、従来の普通鉄筋コンクリートはりに対する $n=15$ をそのまま用いてもよい。

(2) 断面算定用の弾性係数比

(i) はりの場合

曲げ部材の設計においてコンクリートを許容応力度まで利用した場合は、弾性係数比 n

はあまり重要なファクターとはならない。いま常用設計式による断面算定上の弾性係数比 n の意義を単鉄筋矩形はりに例をとって考える。このときの抵抗モーメントは次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} M_{rc} &= \sigma_{ca} \frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ M_{rs} &= \sigma_{sa} A_s \left(d - \frac{x}{3} \right) \end{aligned} \right\} \quad (6.5)$$

ここで、 M_{rc} ：コンクリートの圧縮縁応力が許容圧縮応力 σ_{ca} に達するときの抵抗モーメント

M_{rs} ：引張鉄筋応力が鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} に達するときの抵抗モーメント
コンクリートの圧縮縁応力が σ_{ca} に達すると同時に、引張鉄筋の引張応力が σ_{sa} に達する場合の中立軸位置は次式で与えられる。

$$x = kd = \frac{n \sigma_{ca}}{\sigma_{sa} + n \sigma_{ca}} d = \frac{\sigma_{ca}}{\frac{1}{n} \sigma_{sa} + \sigma_{ca}} d \quad (6.6)$$

釣り合い設計 (Balanced design) では、最初に断面幅 b を仮定し、コンクリートおよび引張鉄筋の応力が同時に許容応力度に達するように有効高さ d および A_s を定める。外力による曲げモーメント M は、抵抗モーメントに等しくなければならないから次式が成立する。

$$M = M_{rc} = M_{rs} \quad (6.7)$$

式 (6.5) を式 (6.6) に代入して有効高さ d を求めると、次式のようになる。

$$d = \sqrt{\frac{2}{\sigma_{ca} k \left(1 - \frac{k}{3} \right)}} \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (6.8)$$

ここで式 (6.6) について考えると、 n 値が大きくなれば それに応じて k が大きくなり、さらに式 (6.8) より有効高さ d は小さくなる。軽量コンクリートの弾性係数は普通コンクリートに比して小さいこと、すなわち弾性係数とは必ずしも逆比例しないとしても、たわみは普通コンクリートよりも大きくなるので、断面算定に際して n 値を大きくとれば有効高さは小さくなり、たわみの問題を一層悪化させる結果となる。このことから、軽量鉄筋コンクリートはりの断面算定に際しては、過大な n 値を採用することには問題があると考えられる。また、六車¹¹⁾ は常用設計式による釣り合い鉄筋比以上の鉄筋を有する単鉄筋矩

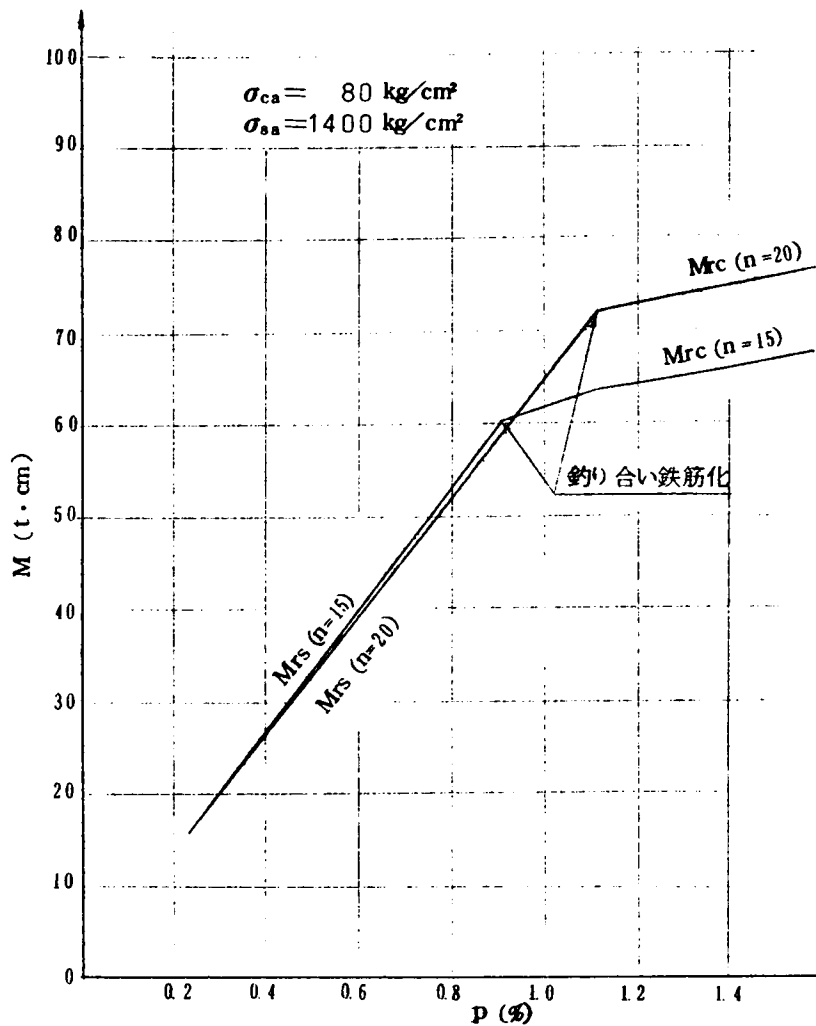


図 6.19 モーメントと鉄筋比との関係

形はりでは、 n 値が大きいくほど同一載荷モーメントに対する鉄筋量が少なくなり、たわみの問題を一層悪化させる結果を招き、破壊耐力をも減少させるので、釣り合い鉄筋比以下となるような断面設計が望ましいとしている（図 6.19）。

(ii) 柱の場合

軽量コンクリートの弾性係数が小さいので鉄筋との弾性係数比 n が大きくなり、弾性範囲内では鉄筋の応力が相当大きくなるものと考えられる。しかし土木学会鉄筋コンクリート標準示方書 152 条「短柱」の規定にあるように中心軸方向荷重を受ける柱については、極限強さが明らかであり、部材の安全度が明確になるので極限設計法が採用されている。

この場合には、弾性係数比 n および材料の許容応力度は重要なファクターではなくなる。したがって中心軸方向荷重をうける帯鉄筋柱ならびにらせん鉄筋柱に対しては、軽量コンクリートを使用した場合でも、前記 152 条の条項をそのまま適用してもよいと考えられる。

5. 軽量鉄筋コンクリートはりのせん断試験 結果およびその考察

鉄筋コンクリートはりのせん断耐力を検討するに際しては、はりの斜め引張力に対する抵抗について考えなければならない。この斜め引張力はコンクリートの引張強度と密接な関係を有するのである。過去の多くの研究によれば、軽量コンクリートの引張強度は一般に普通コンクリートよりもやや低く、とくにその養生法によって強度が異なることが知られている。たとえば Hanson¹²⁾ は軽量コンクリートを乾燥状態に置くと、引張強度が 0 ～ 40% 程度低下するのに対し、普通コンクリートでは逆に 15% 程度増加することを確認している。これを考慮して、ACI Building Code⁶⁾ は腹鉄筋の設計に用いる軽量コンクリートの許容せん断応力度は普通コンクリートの許容値に係数 α を乗じるとしている。すなわち、

$$\alpha = 0.15 \frac{f_t}{\sqrt{f_c}} \quad (6.9)$$

ここで、 f_t : 7 日間湿潤養生、以後湿度 50 % の室内で乾燥した場合の材令 28 日における引張強度

f_c : 材令 28 日における圧縮強度

なお、試験を行わないときには、 $\alpha = 0.6$ としている。

以上のことを考慮すれば、軽量コンクリートのせん断強度に対しては、コンクリートのおかれている状態とくに乾燥状態に置かれた場合に問題がある。しかし本研究においてはコンクリートの環境条件は一応等しいものとして、ACI Committee 326¹⁴⁾ の提案式を利用して、研究結果に対する考察を加える。断面上のせん断応力の分布については未知の点も多いので、この式ではせん断応力としては従来の弾性理論に基づく平均せん断応力を用い、さらに式の誘導に当っては j を消去した全有効断面上の平均せん断応力を単位せ

せん断応力，すなわち

$$v = \frac{V}{bd} \quad (6.10)$$

として表わされている。この単位せん断応力を算定する式としてMorrowおよびVielst¹⁵⁾は次式を誘導した。

$$\frac{V}{bd f_t'} = \frac{1}{C_1 \frac{E_c}{E_s p} \cdot \frac{M}{Vd} + \sqrt{\left(C_1 \frac{E_c}{E_s p} \frac{M}{Vd}\right)^2 + C_2}} \quad (6.11)$$

ここで， C_1 ， C_2 は無次元常数である。

式(6.11)はせん断応力 $v = V/bd$ は，次の3つの要因によって影響されることを示している。すなわち，

- 1) v は f_t' で表わされるコンクリート強度が増加すれば増加する。
- 2) v は M/Vd が増加すれば減少する。
- 3) v は p が増加すれば増加する。

式(6.11)を簡単化するため， f_t' は $\sqrt{f_c}$ とまたコンクリートの弾性係数 E_c も $\sqrt{f_c}$ の関数であると仮定すると，式(6.11)は次の2つのパラメーターで表わされることになる。すなわち，

$V/bd \sqrt{f_c}$ ：斜め引張抵抗を表わすパラメーター

$(\sqrt{f_c}/p)(M/Vd)$ ：はりの断面特性を表わすパラメーター

これから，斜め引張抵抗におよぼす要因としては M/Vd ， p ， $\sqrt{f_c}$ であると考えてもよい。一方，モーメントのせん断力に対する比， M/V は斜め引張ひびわれ断面で考えるが，これについては次のことが観察される。

- 1) 斜め引張ひびわれは，モーメントが0である断面と最大モーメントを生ずる断面のほぼ中央で生ずる。
- 2) 斜め引張ひびわれの生ずる位置は，せん断スパン長と有効高さによって影響される。
- 3) 斜め引張ひびわれは，はりの高さの中央部，現存する曲げ引張ひびわれの先端部，あるいは引張鉄筋近傍に形成しはじめる。

また， a （せん断スパン）と d （有効高さ）との関係でこれを表わすと次のようになる。

- 1) $a \geq 2d$ のとき，斜め引張ひびわれは最大モーメントを生ずる断面から距離 d の位置に生ずる。
- 2) $a < 2d$ のとき，斜め引張ひびわれはせん断スパンの中央部に形成される。

14)

以上簡単に述べたACI提案式¹⁴⁾の基礎理論である主応力式に基づくせん断理論を、本研究結果に適用する場合には f'_t および E_c が $\sqrt{f_c}$ の関数であるとの仮定があてはまるかどうかをまず検討しておく必要がある。図6.20、図6.21には、本研究における強度試験から得られた $f'_t \sim \sqrt{f_c}$ および $E_c \sim \sqrt{f_c}$ の関係を示す。これらによると、本研究に用いた軽量コンクリートにおいてもHanson¹³⁾その他が指摘しているようにほぼ linear な関係があり、

$$f'_t = 1.3 \sqrt{f_c} \quad (6.12)$$

$$E_c = 0.92 \sqrt{f_c} \quad (6.13)$$

で表わすことができる。

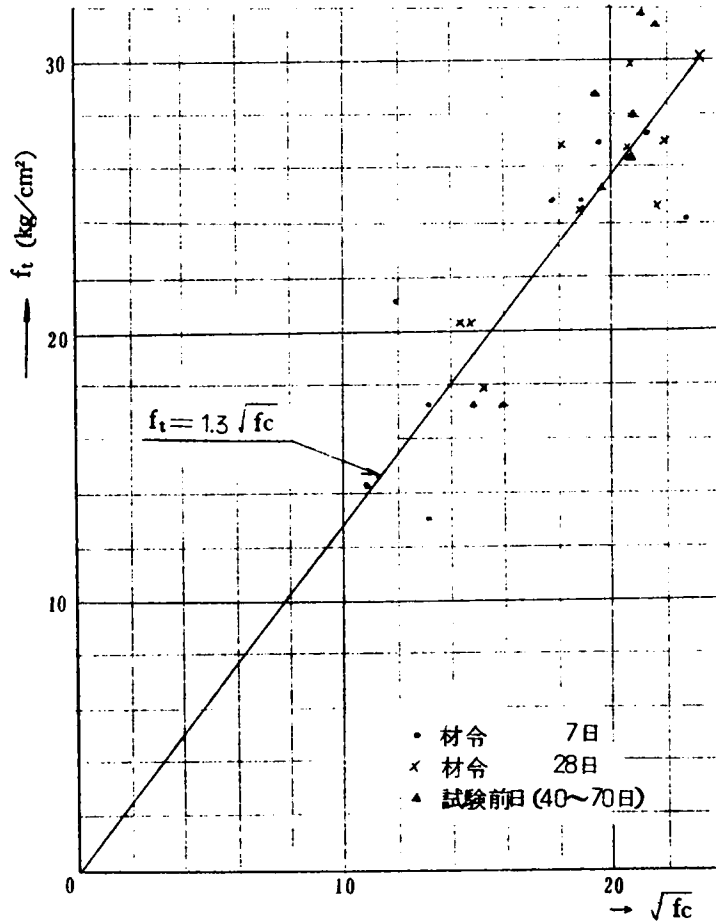


図 6.20 $f'_t \sim \sqrt{f_c}$

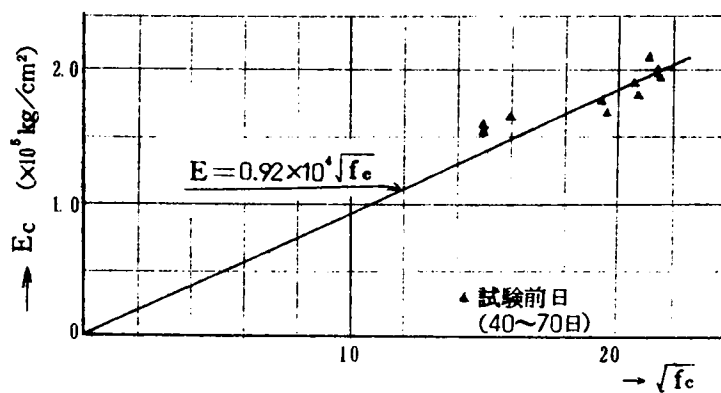


図 6.21 $E_c \sim \sqrt{f_c}$

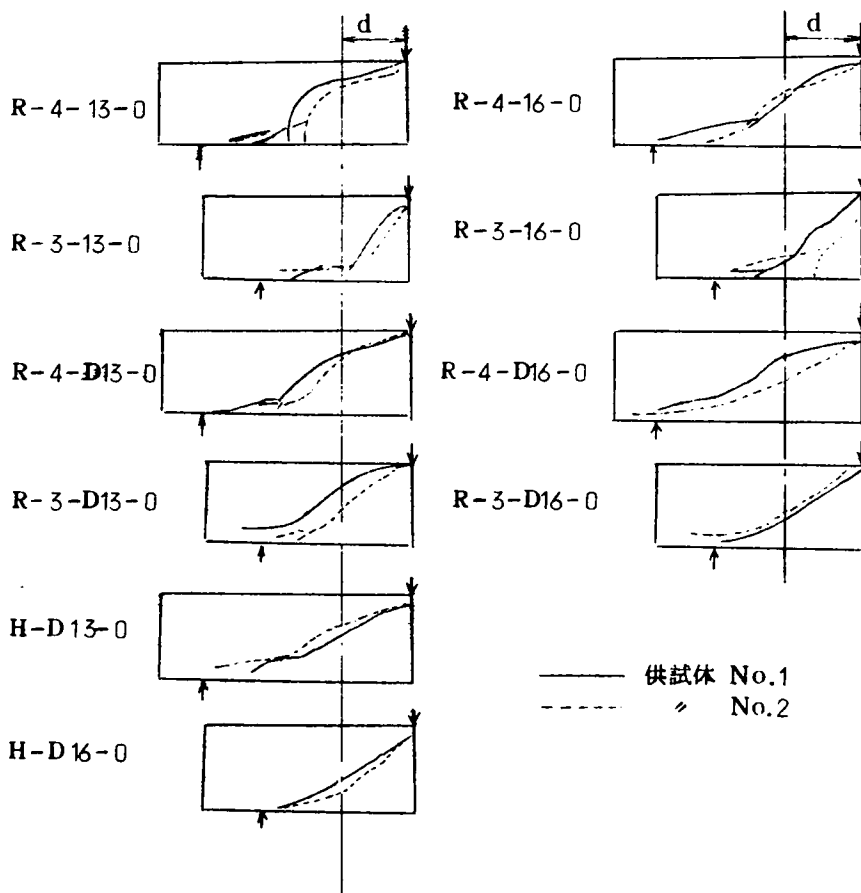


図 6.22 斜め引張ひびわれの進行状況

つぎに M/V については、本研究では $a = 50 \text{ cm}$, 35 cm , $d = 17 \text{ cm}$ と選んでいるので、 a/d はそれぞれ 2.94 , 2.06 となり $a/d \geq 2$ の項に相当する。すなわち、斜め引張ひびわれが載荷点から距離 d の断面に発生することになる。本研究におけるせん断試験で発生した斜め引張ひびわれの位置を図 6.22 に示すが、ほぼ載荷点から d の位置に発生していることがわかる。表 6.15 にはせん断試験の結果を、また図 6.23 には $v_c/\sqrt{f_c} = V_c/bd\sqrt{f_c}$ と $pVd/M\sqrt{f_c}$ との関係を示す。また図 6.23 には普通コンクリートに対する ACI Building Code の提案式⁶⁾、

$$\frac{v_c}{\sqrt{f_c}} = 0.504 + 176 pVd/M\sqrt{f_c} \leq 0.925 \quad (6.14)$$

および ACI Committee 326 の軽量コンクリートに対する Hanson の提案式¹⁴⁾

$$\frac{v_c}{\sqrt{f_c}} = 0.289 + 262 pVd/M\sqrt{f_c} \leq 0.925 \quad (6.15)$$

をも同時に示す。式 (6.14) および式 (6.15) のように、普通コンクリートおよび軽量コンクリートはりに対して同一形式の設計式が与えられているのは、両コンクリートのせん断

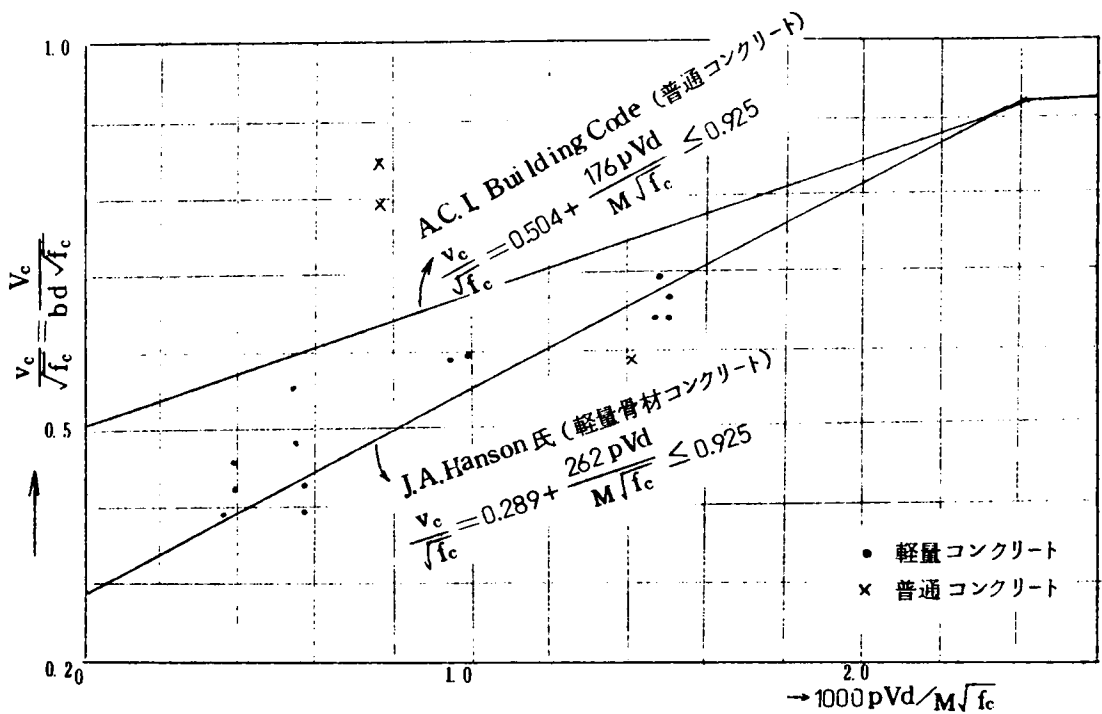


図 6.23 $\frac{v_c}{\sqrt{f_c}} \sim pVd/M\sqrt{f_c}$

表6.15 セン断 試験結果

| | f_t (kg/cm ²) | f_c (kg/cm ²) | $\sqrt{f_c}$ | p | a/d | 斜めひび われ荷重 (t) | 破壊荷重 (t) | $\frac{V}{v_c} = \frac{bd}{(kg/cm^2)}$ | $\frac{V}{v} = \frac{bid_2}{(kg/cm^2)}$ | $\frac{v_c}{f_c} = \frac{V}{bd\sqrt{f_c}}$ | $\frac{pVd}{1000 M\sqrt{f_c}}$ |
|-------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------|--------|------|---------------------|-------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------|
| R-3-13-0 | 17.4 | 221 | 14.9 | 0.0158 | 2.06 | 3.00 | 4.94 | 883 | 10.6 | 0.593 | 1.002 |
| 〃 | 17.4 | 221 | 14.9 | 0.0158 | 2.06 | 3.00 | 5.28 | 883 | 10.6 | 0.593 | 1.002 |
| R-3-D13-0 | 17.4 | 222 | 14.9 | 0.0150 | 2.06 | 3.00 | 3.77 | 883 | 10.5 | 0.592 | 0.952 |
| 〃 | 17.4 | 222 | 14.9 | 0.0150 | 2.06 | 3.00 | 3.42 | 883 | 10.5 | 0.592 | 0.952 |
| R-3-16-0 | 17.4 | 221 | 14.9 | 0.0237 | 2.06 | 3.35 | 3.52 | 990 | 17.7 | 0.664 | 1.500 |
| 〃 | 17.4 | 221 | 14.9 | 0.0237 | 2.06 | 3.25 | 5.76 | 960 | 17.2 | 0.644 | 1.500 |
| R-3-D16-0 | 17.3 | 257 | 16.0 | 0.0233 | 2.06 | 3.24 | 3.74 | 111 | 19.8 | 0.692 | 1.478 |
| 〃 | 17.3 | 257 | 16.0 | 0.0233 | 2.06 | 3.50 | 3.75 | 103 | 18.4 | 0.644 | 1.478 |
| R-4-13-0 | 26.4 | 427 | 20.7 | 0.0158 | 2.94 | 3.25 | 4.22 | 960 | 11.5 | 0.464 | 0.393 |
| 〃 | 26.4 | 427 | 20.7 | 0.0158 | 2.94 | 3.00 | 4.11 | 883 | 10.6 | 0.426 | 0.393 |
| R-4-D13-0 | 26.4 | 427 | 20.7 | 0.0150 | 2.94 | 3.00 | 3.18 | 883 | 10.5 | 0.426 | 0.374 |
| 〃 | 26.4 | 427 | 20.7 | 0.0150 | 2.94 | 2.75 | 3.90 | 813 | 9.7 | 0.393 | 0.374 |
| R-4-16-0 | 28.0 | 434 | 20.8 | 0.0237 | 2.94 | 3.00 | 3.74 | 883 | 15.8 | 0.424 | 0.588 |
| 〃 | 28.0 | 434 | 20.8 | 0.0237 | 2.94 | 2.75 | 3.73 | 813 | 14.6 | 0.391 | 0.588 |
| R-4-D16-0 | 31.8 | 443 | 21.1 | 0.0233 | 2.94 | 3.50 | 3.92 | 103 | 18.4 | 0.489 | 0.569 |
| 〃 | 31.8 | 443 | 21.1 | 0.0233 | 2.94 | 4.00 | 4.00 | 1178 | 21.1 | 0.558 | 0.569 |
| H-D16-0(35) | 17.5 | 247 | 15.7 | 0.0233 | 2.06 | 4.13 | 4.25 | 1217 | 21.7 | 0.775 | 1.402 |
| 〃 | 17.5 | 247 | 15.7 | 0.0233 | 2.06 | 3.13 | 4.75 | 921 | 16.6 | 0.587 | 1.402 |
| H-D16-0(50) | 17.5 | 247 | 15.7 | 0.0233 | 2.94 | 4.25 | 8.05 | 1253 | 22.4 | 0.798 | 0.765 |
| 〃 | 17.5 | 247 | 15.7 | 0.0233 | 2.94 | 4.50 | 7.95 | 1324 | 23.7 | 0.843 | 0.765 |

に対する力学的挙動には本質的には異なる点はなく、引張強度の大きさのみが異なるという考えに基づいているのである。実験値は数少ないが、2つのパラメーター $v_c/bd\sqrt{f_c}$ と $pVd/M\sqrt{f_c}$ との間には近似的に linear な関係が存在すると考えてもよい。また、一方アメリカで生産されている数種の人工軽量骨材コンクリートを対象とした Hanson の設計式¹³⁾ (ACI Committee 326 提案式)¹⁴⁾ に本研究で用いた造粒型の人工軽量骨材コンクリートが極めてよく一致していることもわかる。

つぎに土木学会コンクリート標準示方書（普通コンクリート）および人工軽量骨材コンクリート設計施工指針による許容せん断応力度について若干の検討を加えてみる。鉄筋コンクリート標準示方書 170 条 (3) および人工軽量骨材コンクリート設計施工指針 30 条 (3) には許容せん断応力度を表 6.16 のように与えている。

表 6.16 許容せん断応力度 (kg/cm^2)

| 普通コンクリート | | 設計基準強度 (kg/cm^2) | | | |
|-------------------------------|-----------|------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | 180 | 240 | 300 | 400 |
| 斜引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1} | はりの場合 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| | スラブの場合 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 斜引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2} | せん断力のみの場合 | 17 | 20 | 22 | 24 |
| 軽量コンクリート | | | | | |
| τ_{a1} | はりの場合 | 4 (0.67) | 5 (0.71) | 5.5 (0.69) | 6.5 (0.72) |
| | スラブの場合 | 5.5 (0.69) | 6.5 (0.72) | 7 (0.70) | 7.5 (0.68) |
| τ_{a2} | せん断力のみの場合 | 12 (0.71) | 14 (0.70) | 15 (0.68) | 17 (0.71) |

() は普通コンクリートの許容せん断力に対する比

表 6.16 より軽量コンクリートに対する許容せん断応力は、普通コンクリートの 67~72% の大きさであることがわかる。一方、本研究で得られた結果は軽量コンクリートの場合、圧縮強度 $220 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に対し $v=10.5\sim17.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、圧縮強度 $250 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に対し $v=19.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、圧縮強度 $430 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に対し $v=10.1\sim19.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となり、普通コンクリートの場合は圧縮強度 $250 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に対し $v=2.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となっている。すなわちコンクリートだけで斜め引張応力を受ける場合（斜め引張鉄筋の計算

をしない場合)の学会規定の許容せん断応力と比較すると、普通コンクリートでは約3倍、軽量コンクリートでは1.6～3.7倍の安全率を有している。また軽量コンクリートのせん断応力度は普通コンクリートの70%程度である。以上のことを併せ考えると土木学会規定の軽量コンクリートに対する許容せん断力の大きさは妥当な値を選んでいるといえるが、普通コンクリートと異なった許容値を与えるよりはむしろ、軽量コンクリートの許容せん断応力は普通コンクリートの70%とした方がすっきりしているように考えられる。なお、建設省通達「住指発第108号」¹⁶⁾人工軽量コンクリートの許容せん断応力度では、コンクリートの圧縮強度には無関係に長期 5 kg/cm^2 、短期 10 kg/cm^2 と与えているが、この値は建築工事を対象とするもので、したがって設計基準強度は 225 kg/cm^2 以下であるから一応妥当な値と見做すことができる。

なお、 a/d とせん断応力との関係については第7編のプレテンPC桁のせん断試験の項で詳しく述べる。

6. 結 論

本編では、人工軽量骨材コンクリートを鉄筋コンクリートはりに利用するに際して考慮しておかなければならない設計上の問題点を取り上げ、実験的に検討を加えたものである。ここに得られた結果を要約して結論に代える。

軽量鉄筋コンクリートはりの曲げ試験を実施してひびわれ耐力、ひびわれ幅、ひびわれ間隔、曲げ破壊耐力などを検討した。

同一鉄筋量、コンクリートの強度がほぼ等しいはりであっても、軽量鉄筋コンクリートはりの曲げ耐力は普通鉄筋コンクリートはりの場合よりも劣り、さらにひびわれモーメントを計算する場合に用いる γ の値は、軽量コンクリートで0.85、普通コンクリートで0.70程度と推定される。

ひびわれ幅、ひびわれ間隔は両コンクリート間ではほとんど差が認められない。ひびわれ発生に伴う曲げ剛性の低下率は、普通コンクリートの方が著しく、終局時における曲げ剛性の差は小さくなる。

曲げ破壊耐力は、両鉄筋コンクリートはりともほぼ等しいが、破壊の様相が若干異なる

ことがわかった。また曲げ破壊モーメントの算定に際して用いる圧縮最大ひずみ ϵ_u は、両コンクリートとも0.0030程度としてもよい。同一モーメントに対する軽量鉄筋コンクリートはりの鉄筋応力度を普通鉄筋コンクリートはりの場合と比較すると、両コンクリートともほぼ等しいかあるいは前者の方が若干大きくなる傾向を示すことが明らかとなった。

断面の算定あるいは応力の計算に用いるヤング係数比 n については、軽量コンクリートの弾性係数が小さいことを考慮してヤング係数比 n を大きくとりすぎると、かえって有効高さの減少をきたし、たわみが大きくなる結果をまねくことになる。前述した同一曲げモーメントに対する鉄筋応力度も両コンクリートではほぼ等しいことなどを考慮して、断面算定あるいは応力の計算に用いるヤング係数比 n は普通コンクリートの場合と同様に15を採る方が合理的である。なお、合成桁の応力計算あるいはPC部材の設計においては、実測弾性係数を考慮した n 値を採る方がよいとされている。

鉄筋コンクリートはりのせん断試験では、次に述べるような結果が得られた。

軽量鉄筋コンクリートはりのせん断応力度（ただし $v = V/bjd$ として計算）は、コンクリートの圧縮強度にかかわらず普通鉄筋コンクリートはりの70%程度である。したがって許容せん断応力度は、普通コンクリートの場合よりも小さく、70%とすることが望ましい。土木学会規準（案）の許容せん断応力度のとり方は、この意味からも妥当であると考ええる。また、建設省通達¹⁶⁾による許容せん断応力度、すなわち短期 10 kg/cm^2 、長期 5 kg/cm^2 は、建築用コンクリートに対しては妥当な値であるが、土木用コンクリートではやや低すぎる嫌がある。

一方、ACI Committee 326の提案式（Hansonの実験による）、すなわち、 $v/\sqrt{f_c}$ と $pVd/M\sqrt{f_c}$ とは linear な関係があるという考え方に基づく実験式は、本試験に使用した人工軽量コンクリートに対しても極めて良く一致することがわかった。

以上述べたように、軽量鉄筋コンクリートはりの設計においては、曲げひびわれ耐力が若干普通コンクリートに比して劣ること、および斜めひびわれに対する耐力が相当小さいことなどの事実を十分考慮しておく必要があると考えられる。

〔 第 6 編 参 考 文 献 〕

- 1) Wanan H. Cray et al.: Fatigue Properties of Lightweight

Aggregate Concrete, Jour. of A.C.I., Aug. 1961.

- 2) 高橋他：軽量コンクリートの設計上の問題点，プレストレストコンクリート，Vol.6，No.3，1964.6.
- 3) 梶井他：各種人工軽量骨材コンクリートの圧縮疲労試験結果，セメント技術年報 XIX，昭和41年
- 4) 西林：人工軽量骨材コンクリートのクリープおよび乾燥収縮，材料 Vol.15，No. 157，Oct. 1966.
- 5) 神山一：鉄筋コンクリート，コロナ社 昭38.
- 6) A.C.I. 318-56，： Proposed Revision of Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Jour. of A.C.I., Feb. 1962.
- 7) Hjalmar Goanholm : A general flexural theory of Reinforced Concrete. ALMQVIST & WIKSELL.
- 8) H. Rüsck : Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 120, 1955.
- 9) 西沢他：人工軽量骨材を用いたコンクリートの力学的性質に関する実験結果，土木学会コンクリートライブラリー No.10，1964. 5.
- 10) 六車他：人工軽量骨材コンクリートの利用に関する研究（短鉄筋長方形はりの曲げ性状），セメント技術年報 XIX. 昭和40年.
- 11) 西林他：人工軽量骨材コンクリートはりの設計に関する基礎的研究，土木学会年次学術講演会概要，昭和41. 5.
- 12) 六車：人工軽量骨材コンクリート構造物の設計上の問題点，日本材料学会編，人工軽量骨材コンクリート，昭40. 10.
- 13) J.W.Hanson : Tensile Strength and Diagonal Tensile Resistance of structural Lightweight Concrete, Jour. of A.C.I. July, 1961.
- 14) A.C.I.-ASCE Committee 326: Shear and Diagonal Tension, Part 2, Beams and Frames. Jour. of A.C.I. Feb. 1962.
- 15) Morrow, J., and Viest, I.M., : Shear Strength of Reinforced Concrete Frame members without Web Reinforcement. Jour. of A.C.I. Mar. 1957.
- 16) 建設省住宅局建築指導課長通達：人工軽量骨材を使用する鉄筋軽量コンクリート構造基準，住指発第 180 号 昭39. 10.

第 7 編 人工軽量骨材を用いた P C 構造物の設計に関する基礎的研究

1. 概 説

構造用人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートを土木構造物に利用してその死荷重を軽減することは、上部工及び基礎工の合理化と経済性の見地から非常に注目されつつある。一方橋梁のスパンは長大化の一途をたどっているが、PC橋のスパンを経済的に長大化する際の障害の一つにコンクリートの自重の大きいことがあげられる。従ってスパンの大きいPC橋を経済的に製作するためには、コンクリート強度を600～700 kg/cm²程度の高強度とするかあるいはコンクリートの比重を2.0以下にしなければならない。コンクリート強度を超高強度にすることは現在のコンクリート工学では可能であるが、必ずしも高強度にした分だけ断面を薄くすることができるとは限らず、またそれに附随する手間—例えば超硬練りにすることによる施工の困難さ、養生の問題、材料の厳選等を考慮すれば必ずしも経済的なPC部材を得るとは云えない。コンクリートの比重を軽減するためには、それに用いる材料の軽量化を考えればよく、セメント以外の材料、すなわち骨材を冒頭に述べた人工軽量骨材で置き換えることによってコンクリートの比重を普通コンクリートの80%程度に軽減することが可能になってくるのである。PC部材を軽量化することの利点はスパンを経済的に長大化するのみでなく、プレキャストPC部材とした場合には架設運搬費の節約にもなり、地盤沈下のおそれのある箇所での利用も可能となるのである。実橋についての経済比較によれば、スパンが同一の場合コンクリート工に必要な経費は普通コンクリート・軽量コンクリートともほとんど同程度で、スパンが長大化するに従って軽量コンクリートの方が経済的となる。上部工がほぼ同じ費用で済むならば下部工は当然安くなり、地盤構成が悪ければそれだけ軽量コンクリートの有利性が顕著になることは容易に推察されるのである。

軽量コンクリートの各種特性を考慮すると、軽量PC構造物の設計においては種々の問題点を考えておかなければならない。たとえば、高圧縮強度は得られるが引張およびせん断強度が普通コンクリートに比して若干劣ること、クリープ、乾燥収縮および弾性係数な

どの弾塑性的性質、桁とした場合のひびわれ耐力、曲げ破壊耐力、せん断破壊耐力、繰り返し荷重に対する疲労および衝撃に関するPC桁の性状等の諸問題を十分理解して始めてPC建造物の合理的な設計が可能となるのである。

本編では、小型模型による軽量ボステンPCはりの各種性状に関する試験および普通コンクリート、3種類の人工軽量骨材を用いた軽量プレテンPC桁（JIS-B108S規定の断面寸法を有するもの）について行なった種々の試験結果について述べる。

なお、本章ではまず既説として軽量PSコンクリート建造物の設計において考慮されなければならない諸問題について述べる。

1. 軽量コンクリートの強度と許容応力度

普通コンクリートに対するコンクリートの許容応力度は圧縮強度との関係において規定されている場合が多いが、軽量PC部材においても同様に圧縮強度がそれ以外の強度あるいは許容値を決める重要なファクターとなる。人工軽量骨材を用いたコンクリートで w/c が0.30～0.40、セメント量：400～500 kg/m³とすると、材令28日強度が400～600 kg/cm²程度の高強度PS用コンクリートが容易に得られることが確かめられている。軽量コンクリートの引張強度や曲げ強度は乾燥状態においた場合に問題となり、例えば乾燥状態におくと σ_t/σ_c （ σ_t ：引張強度、 σ_c ：圧縮強度）は湿潤状態に比して3%程度小さくなる（普通コンクリートでは2%程度大となる）。また骨材の種類およびセメント量によっても相違するが、乾燥によって最高40%程度も引張強度が低下するという例も報告されている。¹⁾従ってコンクリートを極端に乾燥させると部材のひびわれ耐力やせん断耐力が低下するおそれも予想されるので、パーシャルプレストレスングによってPC部材を設計する場合や斜め引張に対する補強筋の設計に当っては許容引張応力度を小さくする必要がある。

PC鋼材の定着部近傍のコンクリートには複雑な圧縮応力と引張応力が生ずるので適当な補強を施さないと、PC鋼材定着後に定着部付近にひびわれが生ずるおそれがある。軽量コンクリートをPC部材に用いる場合にはその支圧強度が問題となるが、今までに行なわれた研究によれば、人工軽量骨材の支圧強度は同一圧縮強度を有する普通コンクリートの60～80%の範囲にあることが報告されている。^{2,3)}土木学会設計施行指針（案）

によれば、軽量コンクリートの許容支圧応力度を普通コンクリートの場合の80%として許容値を決めている。

軽量プレストレストコンクリートにおける許容応力度は曲げ圧縮応力度に対しては普通コンクリートと同じ程度の値まで採ってもよいが、曲げ引張応力度、斜め引張応力度などに対しては普通コンクリートの場合の70%あるいはそれ以下にすることが望ましい。⁴⁾

2. 弾 性 的 性 質

軽量コンクリートの弾性係数はほぼ同じ圧縮強度を有する普通コンクリートのそれに比して相当小さく、従来の研究によると骨材の種類によって若干異なるが60～70%程度と考えてもよい。骨材の種類別では一般に造粒型骨材の方が大きい弾性係数を与えている。PC部材に軽量コンクリートを用いるとプレストレス導入時の部材のそりや弾性変形によるPC鋼材の応力損失が普通コンクリートの場合よりも大きくなり、ある実験によればプレストレス導入直後のそりは30～50%大きいという報告がある。⁵⁾ とくに活荷重の小さいPC構造物に軽量コンクリートを用いる場合、部材上下縁の温度差や収縮差と弾性変形が組み合わされて過度のそりを生じ、部材端部の回転によって支点近傍の部材に相当大きい引張およびせん断応力が発生してひびわれの可能性が考えられる。従って軽量PC部材の設計に当たっては初期のそりを厳密に計算し、部材端部には適当な鉄筋を配置するなどの考慮も必要である。また断面形状によって見掛けの弾性係数が相違することも実際にあるので、⁶⁾ たわみなどの計算においてはこの事実を考慮しておく必要がある。

一方軽量コンクリートのポアソン比は普通コンクリートとはほぼ等しいので、実際の設計に際しては $1/6$ を採用してもよい。⁷⁾

3. 乾燥収縮およびクリープ⁸⁾

PC用高強度人工軽量骨材コンクリートの乾燥収縮ひずみは材令1年で $(30 \sim 40) \times 10^{-5}$ 程度で、同一強度を有する普通コンクリートと同程度かあるいは若干小さい傾向を示すようである。土木学会軽量コンクリート設計施行指針では乾燥収縮を 20×10^{-5}

と規定しているがこの値は若干小さすぎると考えられる。また供試体の断面の大きさが収縮ひずみに及ぼす影響は、軽量コンクリートの方が普通コンクリートの場合よりも一般に小さいようである。

クリープひずみの絶対値の大きさは同程度の圧縮強度を有する普通コンクリートよりも一般に大きい、実際のPC部材の設計に当って必要なクリープ係数は、弾性係数が小さいために弾性変形が大きくなり、普通コンクリートの場合より小さいことが多くの実験で認められており、その値は大略1～2の範囲にある。現在までの実験によって得られたクリープ係数の値は土木学会PC指針の普通コンクリートのクリープ係数：屋外2.00、屋内2.5～4.0、あるいは軽量コンクリート設計施行指針の一般の場合：2.00と比べると一般に小さいようである。

上述のように人工軽量骨材コンクリートの乾燥収縮およびクリープ係数は、普通コンクリートよりも若干小さいと考えられるが、ヤング係数比が普通コンクリートよりも大きくなるためPC部材の応力損失は若干大きくなるようである。例えば普通養生の場合には軽量はコンクリートの応力損失量は普通コンクリートに比して10～15%大きく、蒸気養生した軽量コンクリートの応力損失量は普通コンクリートの普通養生の場合とほぼ等しいとする実験結果がある。⁴⁾ また初期プレストレスの損失量は軽量コンクリートで30～35%、普通コンクリートで20～25%とする実験結果もある。このように軽量PC部材におけるprestressの損失量は普通コンクリートよりも約10%程度大きいので、実際の設計に当っては有効プレストレスの仮定を実情によく合致したものとする以外に施工時のプレストレスの管理を厳密に行ない、できるだけ損失量を少なくするように努めなければならないと考えられる。

4. 疲 労 特 性

部材を構成する材料の繰返し荷重に対する抵抗性は設計上重要なファクターであり、終局強度以下の繰返し荷重のもとで構造物が破壊されないような設計応力を選定しなければならない。

人工軽量骨材コンクリートの片振り圧縮疲労試験結果⁹⁾¹⁰⁾によると、軽量コンクリートにおいても繰返し載荷が 1.0^7 サイクル近傍では疲労限を示さず、疲労特性は普通コ

ンクリートと大差はないと考えてもよいようである。一方軽量 PC 部材の疲労特性は 2×10^6 サイクル程度のくり返し載荷に対しては載荷後の静的曲げ破壊耐力はほとんど減少しないが、繰り返し載荷中に軽量 PC 部材全面にわたって急激なひびわれが発生したという例もある。一般に PC 部材はひびわれが発生しなければ疲労破壊を起こさないものであるが、一度ひびわれが発生すると中立軸が移動し、PC 鋼材の引張応力が高くなって疲れ破壊を起すことが予想される。従って軽量 PC 部材の曲げ疲労に関しては乾燥収縮に起因するような表面ひびわれを防止するとともに構造物の耐久性の立場から用心鉄筋で補強し、さらに適当量の引張鉄筋を配置しておく必要がある。

一方軽量 PC 部材のせん断疲労強度は普通 PC 部材に比して若干劣るようで、とくに疲労後の静的せん断耐力の低下は著しいとされている。また動的たわみも普通 PC 部材ではある繰り返し荷重数以下ではほぼ一定になるのに対して、軽量 PC 部材では急激に大きくなる傾向を示すようである。¹⁰⁾ 従って PC 部材のせん断疲労の問題に対してはコンクリートの許容斜め引張応力を普通コンクリートよりも小さく採り、せん断補強を十分に施しておく必要がある。

以上各項目に述べたことを要約すると、同一条件の下における軽量 PC 部材と普通 PC 部材とを比較すると、一般的挙動は同様であっても量的なものは若干異なる。従って軽量 PC 部材の設計においても従来の普通 PC 部材に対する弾性あるいは塑性設計法がそのまま適用できるが、この場合軽量コンクリートの特性を十分に理解し、部材の安全性および耐久性の両面から個々の許容応力、係数等の選定に当るべきである。

記号 (Notations), (ここに記さないものについては本文中で説明する。)

断 面 の 諸 元

- a : せん断スパン
- A_c : コンクリートの断面積
- A_e : 鉄筋を考慮した換算断面積
- A_p : PC 鋼線の断面積
- A_s : 鉄筋の断面積
- b : フランジの幅
- b_w : 腹部の幅

- d : 有効高さ
 d_p : PC鋼線同心位置からはり上縁までの距離
 d_s : フランジの高さ
 a/d : せん断スパン比
 h : 桁(はり)高, 腹部の高さ(せん断耐力において)
 I : 断面二次モーメント
 ℓ : 桁 長
 s : 平均ひびわれ高さ
 v : 中立軸から引張縁までの距離のはり高に対する比
 x : 桁(はり)上縁から断面図心までの距離(破壊時)
 Δx : 平均ひびわれ間隔
 y_L : 断面図心から桁下縁までの距離
 y_U : 断面図心から桁上縁までの距離
 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数
 γ : はりの高さに対するコンクリート圧縮縁から引張側コンクリートの弾性範囲
 限界までの距離の比

断面に作用する力

- C : 圧縮応力度の合力
 M_{cr} : 曲げひびわれモーメント
 M_d : 自重による曲げモーメント
 $M_{f\ell c}$: 曲げひびわれモーメント(せん断耐力において)
 $M_{f\ell t}$: 曲げ破壊モーメント(せん断耐力において)
 M_{pt} : プレストレスによる曲げモーメント
 M_{sc} : 斜めひびわれモーメント
 M_u : 曲げ破壊モーメント
 $\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} : \text{極限モーメント(せん断耐力において)}$
 P_c : ひびわれ荷重
 $\left. \begin{array}{l} P_t \\ \sigma_g \end{array} \right\} : \text{プレストレスの大きさ}$

P_u : 破壊荷重
 p : 鉄筋比
 Q_c : 斜めひびわれ荷重 (集中荷重)
 Q_c' : 斜めひびわれ荷重 (等分布荷重)
 T : 引張応力度の合力
 ω : 単位長さ当りの桁自重
 U_w : コンクリートの立方体圧縮強度

変形に係るもの

α_r : PC鋼線のレラクセーション
 δ_d : 自重によるたわみ
 δ_p : プレストレスによるそり
 δ_t : コンクリートの引張最大ひずみ
 $\delta_{t'}$: コンクリートの引張弾性限界ひずみ
 $\Delta \ell$: プレストレスによる桁長変化量 (Suffix L : 下縁,
 Suffix U : 上縁)
 $\Delta \delta_r$: PC鋼線のレラクセーションによるプレストレスの損失
 $\Delta \delta_e$: プレストレス導入時のコンクリート弾性変形によるプレストレスの損失
 $\Delta \delta_\phi$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの損失
 E_c : コンクリートの静弾性係数
 E_p : PC鋼線の弾性係数
 $\left. \begin{matrix} \varepsilon_c \\ \varepsilon_u \end{matrix} \right\}$: コンクリートの圧縮応力度 (破壊時)
 ε_p : PC鋼線の引張ひずみ (破壊時)
 ε_{st} : 材令 t における乾燥収縮度
 ε_t : 桁の引張縁のひずみ
 K : 曲げ剛性
 n : ヤング係数比
 φ_t : 材令 t におけるコンクリートのクリープ係数
 μ : $\mu = (\delta_t - \delta_{t'}) / \delta_t$

応力（強度を含む）

$\left. \begin{array}{l} \sigma_t \\ f_{ct} \end{array} \right\} : \text{引張強度（割裂強度）}$

f_h : 平均プレストレス

f_t : 引張強度（ブリケット）

f_t' : 引張強度

σ_B : 曲げ弾度

σ_{cpt} : 鋼線図心位置における応力度

σ_d : 自重による桁応力度（Suffix L : 下縁, Suffix U : 上縁）

σ_{PB} : 見掛けの曲げ弾度

σ_{pe} : PC鋼線の有効張力

σ_p : プレストレスによる桁応力度（Suffix L : 下縁, U : 上縁）

σ_{pt} : PC鋼線の初期張力

σ_{pu} : PC鋼線の引張強度

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度

$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} : \text{主 応 力}$

τ : せん断応力

θ : 主応力方向

η : PC鋼線張力の有効係数

2. 小型模型による軽量ポステンPCはりに関する試験

1. 実験計画および試験方法

(1) 実 験 計 画

一般に曲げ材は、ひびわれ発生までは曲げ剛性はほぼ一定であるが、ひびわれ発生に伴って曲げ剛性は急激に低下する傾向を有している。この曲げ剛性の低下度は、プレストレス

トコンクリート部材の方が鉄筋コンクリート部材よりも大きい。プレストレストコンクリート部材におけるこの曲げ剛性の急激な低下を防止するためと、破壊に対する安全度を増すために鉄筋で補強することが有効である。PC鋼材以外の鉄筋はひびわれ発生までは有効に働かないが、引張側コンクリートに塑性変形が見られるとその作用が顕著となり、ひびわれ発生に伴う中立軸の移動を小さくし、剛性の低下も減少することができる。このようにプレストレストコンクリートの曲げ剛性の低下を防止し、曲げ破壊耐力を増大させるためにはPC鋼材量を多くするよりも、鉄筋で補強する考えで断面設計を行なう方が一般に経済的な設計ができる。¹²⁾

本研究では補強鉄筋を配置することによって軽量PSコンクリートはりのひびわれ耐力、曲げ破壊耐力および曲げ剛性などにどのような効果を発揮するかを実験的に検討する以外に、軽量PSコンクリートはりの一般的な力学的挙動を実験により明らかにせんとするものである。本研究では造粒型人工軽量骨材（ライオナイト）を用いたコンクリートのみを対象とした。

配合はセメント量 350 kg/m^3 、 450 kg/m^3 の2種類、補強鉄筋は2-D13mm、2-D16mmの2種類、PC鋼材は1- $\phi 18\text{ mm}$ 、その緊張力は9.35t、6.50tおよび4.87tの3種類とした。これらを表示すれば表7.1のとおりである。

表7.1 供試体の種類

| 供試体記号 | 補強鉄筋 (mm) | PC鋼棒 (mm) | 緊張力 (t) | 導入応力 (下縁) (kg/cm^2) | コンクリートの強度 (kg/cm^2) |
|------------|--------------|--------------|------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| P-3.5-16-A | 2-D16 | $\phi 18$ | 9.35 | 90 | 350 |
| B | | | 4.87 | 45 | |
| C | | | 6.50 | 60 | |
| P-3.5-13-A | 2-D13 | $\phi 18$ | 9.35 | 90 | 350 |
| B | | | 4.87 | 45 | |
| C | | | 6.50 | 60 | |
| P-4.5-16-A | 2-D16 | $\phi 18$ | 9.85 | 90 | 450 |
| B | | | 4.87 | 45 | |
| C | | | 6.50 | 60 | |
| P-3.5-0-A | 0 | $\phi 18$ | 9.35 | 90 | 350 |
| P-4.5-0-B | 0 | $\phi 18$ | 9.35 | 90 | 450 |

(注) 供試体は各2本づつとする。

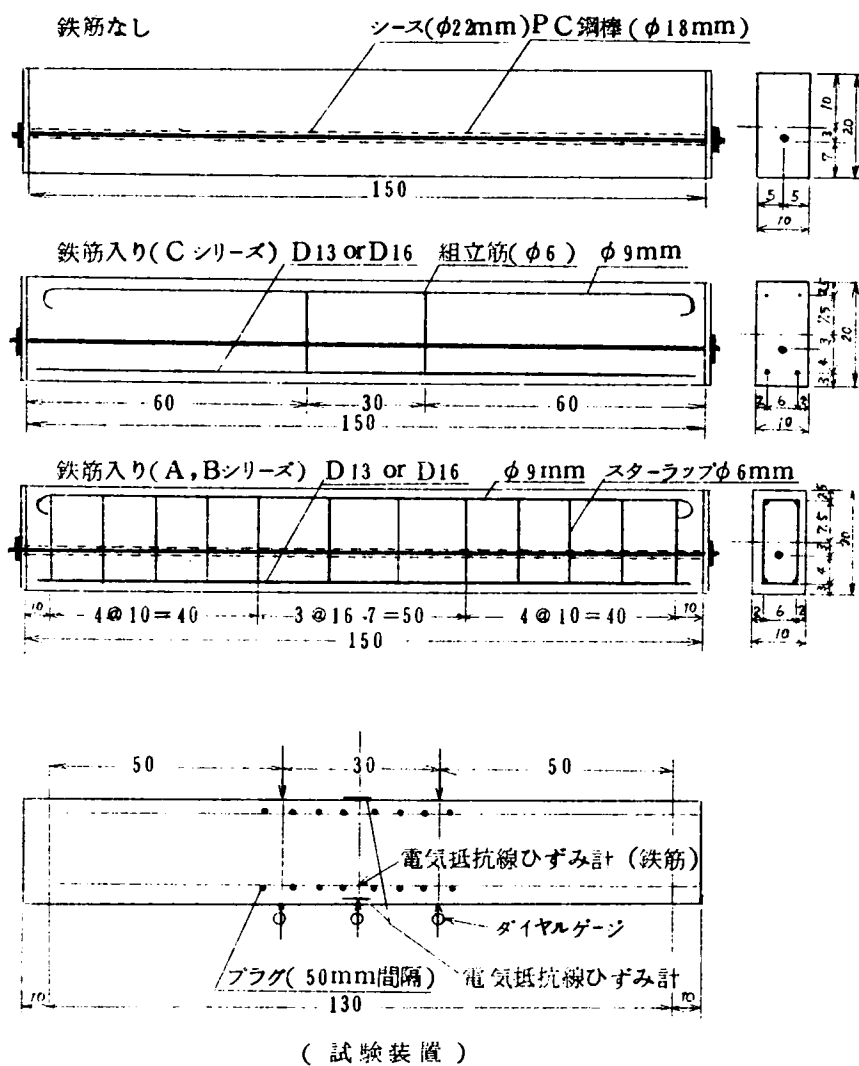


図 7.1 PC (PRC) 試験供試体配筋および試験装置

(2) 供試体の製作

試験供試体の形状寸法、配筋状態を図 7.1 に示す。プレストレスの導入は試験日の 1 週間前に行ない、試験直前に再緊張を行なってプレストレスの減退を補った。従って、本試験に用いたプレストレストコンクリートはりでは、プレストレス導入量がそのまま有効プレストレスとみなすことができる。なおまた本試験ではグラウトは行っていない。

(3) 試 験 方 法

載荷方法は図 7.1 に示すように、せん断スパン 50 cm、曲げスパン 30 cm、全スパン 130 cm の 2 点載荷で、載荷は万能試験機（容量 100 t）によった。載荷の手順は、ひびわれ発生までは荷重段階を 0.25 t 刻みとし、とくにひびわれ発生が予想される荷重付近では 0.1 t 刻みとしひびわれ発見を厳重に行なった。ひびわれ発生後一担除荷して、再載荷を行ない再びひびわれを観測し、以後は原則として 0.5 t 刻みに載荷を破壊まで続行した。各荷重段階毎に、載荷点直下およびスパン中央部のたわみを 1/100 mmダイヤルゲージで、補強鉄筋ひずみおよびコンクリート上下縁のひずみを電気抵抗線ひずみ計で測定した。また、これと同時に引張および圧縮鉄筋位置のコンクリートの表面ひずみを検長 2 in のホイットモアー型ひずみ計で測定した。

2. 使用材料およびコンクリートの配合

(1) セ メ ン ト

本試験で使用したセメントは大阪社普通ポルトランドセメントで、その諸試験結果を表 7.2 に示す。

表 7.2 使用セメントの物理試験結果（大阪社普通ポルトランドセメント）

| 比 重 | 粉 末 度 (ブレン) (cm^2/gr) | 凝 結 (時-分) | | | 安 定 性 | フ ロ ー (mm) | 強 さ (kg/cm^2) | | | | | |
|------|-----------------------------------------------|-----------|------|------|-------|---------------|---------------------------------|------|------|------|-----|------|
| | | 水量 (%) | 始発 | 終結 | | | 曲げ強さ | | | 圧縮強さ | | |
| | | | | | | | 3 日 | 7 日 | 28 日 | 3 日 | 7 日 | 28 日 |
| 3.16 | 3180 | 26 | 2-17 | 3-50 | 良 | 227 | 36.4 | 54.5 | 74.6 | 148 | 253 | 393 |

(2) 使 用 骨 材

本試験で使用した骨材は、造粒型人工軽量骨材ライオナイトで、それらの物理的性質およびふるい分け試験結果を表 7.3、図 7.2 に示す。

表 7.3 使用骨材の物理的性質

| 種 別 | 比 重 | 吸水率 (%) | 単位容種 重 量 (kg/m ³) | 粗粒率 (F.M.) | 粒 度 分 布 (残留%) | | | | | | | | |
|-----|------|------------|-------------------------------------|---------------|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|----|
| | | | | | mm 0.15 | 0.3 | 0.6 | 1.2 | 2.4 | 5.0 | 10 | 15 | 20 |
| 細骨材 | 1.92 | 4.21 | 1,140 | 2.87 | 93 | 80 | 69 | 44 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 粗骨材 | 1.42 | 1.81 | 890 | 6.87 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 86 | 5 | 1 |

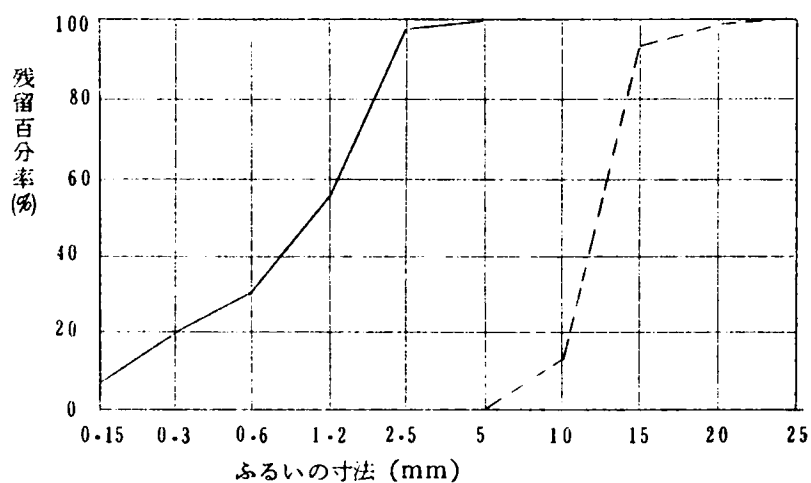


図 7.2 使用骨材の粒度分布

表 7.4 使用鋼材の機械的性質

| 規 格 名 | 直 径 (mm) | 断面積 (mm ²) | 降 伏 点 (kg/mm ²) | 引張強さ (kg/mm ²) | 伸 び (%) |
|---------|-------------|---------------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------|
| S R 2 4 | 13 | 133 | 31.39 | 45.60 | 26.9 |
| S R 2 4 | 16 | 201 | 28.29 | 40.56 | 30.2 |
| S R 2 4 | 9 | 64 | 34.56 | 44.50 | 32.9 |
| 再 生 | 6 | 28 | 48.65 | 52.93 | — |
| S D 3 0 | 12.7 | 127 | 41.00 | 56.27 | 22.7 |
| S D 3 0 | 15.9 | 198 | 36.40 | 52.59 | 24.4 |
| S B P C | 18 | 254 | 87.00 | 107.00 | 、 |

(3) 使用鉄筋およびPC鋼棒

使用した鉄筋は、主鉄筋に直径13mmおよび16mmの異形鉄筋(SD30)を、圧縮鉄筋に9mm普通丸鋼(SR24)、組立て用およびスターラップには6mm再生鉄筋を用いた。またPC鋼棒は直径18mmの第2種鋼棒を用いた。それらの機械的性質を表7.4に示す。

(4) 混 和 剤

本試験には、減水性促進剤(ボゾリスNo.10)を使用し、強度の発現を早期に得られるように努めた。

(5) コンクリートの配合

コンクリートの配合は、材令28日目目標強度が250 kg/cm²および450 kg/cm²以上となるようセメント量を350 kg/m³、450 kg/m³ 使用し、スランプが5±1 cmとなるよう表7.5に示すような示方配合を決定した。

表7.5 コンクリートの示方配合(1m³当り)

| コンクリートの種類 | w/c (%) | セメント (kg) | 木 (kg) | s/a (%) | 細骨材 (kg) | 粗骨材(kg) | | 混 和 剤 (ボゾリス No. 8) |
|------------|------------|--------------|-----------|------------|-------------|------------|-------------|--------------------------|
| | | | | | | mm 5~10 | mm 10~20 | |
| P-3.5 シリーズ | 40.3 | 350 | 141 | 40 | 524 | 280 | 280 | C×0.25% |
| P-4.5 シリーズ | 35.1 | 450 | 158 | 36 | 444 | 281 | 281 | C×0.25% |

3. 軽量ポステンPCはりのひびわれに関する試験

(1) ひびわれモーメントの算定式

いまコンクリートの引張応力～ひずみ曲線を図7.3に示すように簡易化して考えることにする。

図中、 σ_t : コンクリートの引張強度
 δ_t : コンクリートの引張最大ひずみ
 $\delta_{t'}$: コンクリートの引張弾性限界ひずみ

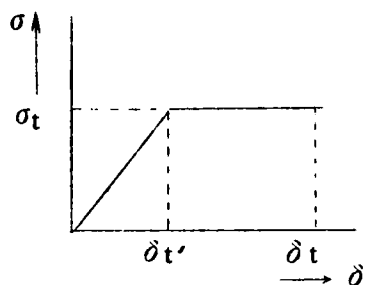


図 7.3

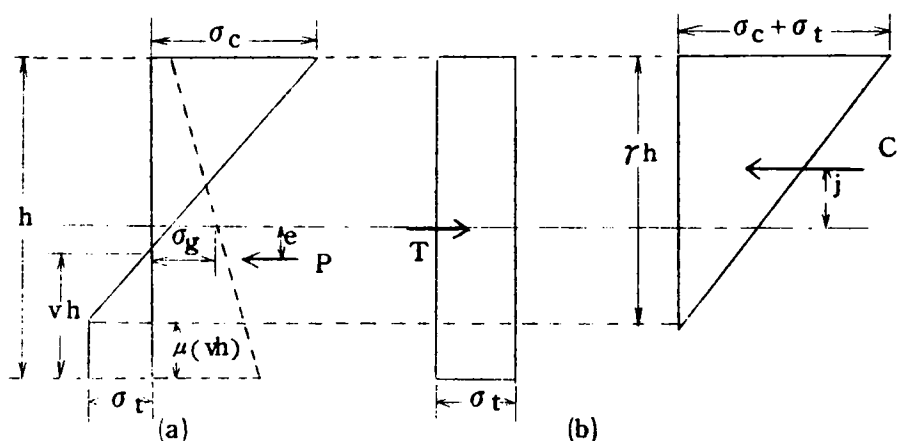


図 7.4 ひびわれ発生時のコンクリート応力分布

$$\mu = (\sigma_t - \sigma_t') / \sigma_t \quad (7.1)$$

μ はコンクリートの引張応力～ひずみ曲線の性質を表わす値で、一般には $\mu = 0.6 \sim 0.8$ と考えられる。

ひびわれ発生時の断面のコンクリート応力分布は、図 7.3 に示すような引張側応力分布であると仮定すると、図 7.4(a) のようになり、この場合圧縮側コンクリートの応力分布は近似的に直線分布であると仮定すると、図 7.4(b) のようになる。ここで引張力 T は、引張側は引張鉄筋で補強されているから、鉄筋の影響をも考慮すれば次式のようにになる。

$$T = A_e \sigma_t \quad (7.2)$$

ここで、 T : 引張合力

A_e : 鉄筋を考慮した換算断面積

σ_t : コンクリートの引張応力

一方、圧縮力は次の 2 つの場合について考える必要がある。

i) 引張鉄筋が図 7.4(a) の $\mu \cdot (vh)$ 内にある場合は、圧縮応力は純コンクリート断面に作用するから、圧縮合力 C は次式のようにになる。

$$C = (\sigma_c + \sigma_t) b \gamma h / 2 \quad (7.3)$$

ii) 引張鉄筋が図 7.4(a) の $\mu \cdot (vh)$ の外側すなわち γh 内にある場合は引張鉄筋の影響を考慮する必要がある。従って、

$$C = (\sigma_c + \sigma_t) b \gamma h / 2 + (n - 1) A_s (\sigma_c + \sigma_t) \gamma h - d / \gamma h$$

$$\begin{aligned}
&= (\sigma_c + \sigma_t) \left\{ \frac{b \gamma h}{2} + (n-1) A_s \frac{\gamma h - d}{\gamma h} \right\} \\
&= (\sigma_c + \sigma_t) b h \left\{ \frac{\gamma}{2} + (n-1) p \frac{\gamma - d_1}{\gamma} \right\} \quad (7.4)
\end{aligned}$$

$$\text{但し, } p = A_s / b h, \quad d_1 = \frac{d}{h}$$

ここで, b : 断面幅

h : はりの全高

d : 引張鉄筋図心からコンクリート圧縮縁までの距離

γ : はりの全高さに対するコンクリート圧縮縁から引張側コンクリートの弾性範囲限界点までの距離

v : 中立軸から引張側縁までの距離の全高さに対する比

また, 断面にはプレストレス力 P が作用しているから, 力の釣り合いによって次式が成立する。

$$T + P = C \quad (7.5)$$

さらに,

$$\begin{aligned}
\sigma_t + \sigma_c &= \sigma_t + \frac{h - v h}{(1 - \mu) v h} \sigma_t \\
&= \frac{\gamma \mu}{(1 - \mu)(1 - \gamma)} \sigma_t \quad (7.6)
\end{aligned}$$

以上の諸式を用いて σ_c を消去し, $\sigma_t, \sigma_g, \gamma, \mu$ の関係を表わすと次のようになる。

ただし, σ_g はプレストレスを表わす。

i) 引張鉄筋が $\mu \cdot (v h)$ 内に存在する場合

式 (7.2), (7.3), (7.5), (7.6) を用いて次の関係が得られる。

$$\begin{aligned}
\sigma_t + \sigma_g &= \frac{\gamma b h}{2 A_e} \frac{\gamma \mu}{(1 - \mu)(1 - \gamma)} \sigma_t \\
\text{すなわち} \quad 1 + \frac{\sigma_g}{\sigma_t} &= \frac{b h}{A_e} \frac{\gamma^2 \mu}{2(1 - \mu)(1 - \gamma)} \quad (7.7)
\end{aligned}$$

ii) 引張鉄筋が γh 内に存在する場合

この場合は式 (7.2), (7.4), (7.5), (7.6) を用いて次の関係が得られる。

$$\sigma_t + \sigma_g = \frac{bh}{A_e} \frac{\gamma \mu}{(1-\mu)(1-\gamma)} \left\{ \frac{\gamma}{2} + (n-1) p \frac{\gamma - d_1}{\gamma} \right\} \sigma_t$$

すなわち、

$$1 + \frac{\sigma_g}{\sigma_t} = \frac{bh}{A_e} \frac{\gamma \mu}{(1-\mu)(1-\gamma)} \left\{ \frac{\gamma}{2} + (n-1) p \frac{\gamma - d_1}{\gamma} \right\} \quad (7.8)$$

また、ひびわれ発生モーメント M_{cr} は

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C \cdot j + P \cdot e \\ &= (T + P) j + P \cdot e \\ &= A_e (\sigma_t + \sigma_g) \left(y_e' - \frac{\gamma h}{3} \right) + P \cdot e \end{aligned} \quad (7.9)$$

式 (7.9) を用いると、見掛けの曲げ強度 σ_{PB} は次のようになる。

$$\sigma_{PB} = \frac{M_{cr}}{Z_e} = [A_e (\sigma_t + \sigma_g) \left(y_e' - \frac{\gamma h}{3} \right) + P \cdot e] / Z_e \quad (7.10)$$

ただし、式 (7.9) における j は、引張応力 T の作用点から圧縮応力 C の作用点までの距離を表わす。一方、補強鉄筋のない場合は、同様の考え方から次式が成立する。

$$1 + \frac{\sigma_g}{\sigma_t} = \frac{\gamma^2 \mu}{2(1-\mu)(1-\gamma)} \quad (7.11)$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C \cdot j + P \cdot e \\ &= \left\{ (\sigma_g + \sigma_t) \left(\frac{1}{2} - \frac{\gamma}{3} \right) + \sigma_g \frac{e}{h} \right\} b h^2 \end{aligned} \quad (7.12)$$

式 (7.12) をコンクリート下縁に対する断面係数 $Z_e (= b h^2 / 6)$ で割れば、ひびわれ発生時の PC はりの見掛けの曲げ強度 σ_{PB} が得られる。

$$\begin{aligned} \sigma_{PB} &= \frac{M_{cr}}{Z_e} = 6 M_{cr} / b h^2 \\ &= \left\{ \left(1 + \frac{\sigma_g}{\sigma_t} \right) (3 - 2\gamma) + 6 \frac{\sigma_g}{\sigma_t} \frac{e}{h} \right\} \sigma_t \end{aligned} \quad (7.13)$$

ひびわれ発生時の見掛けの曲げ強度 σ_{PB} を決定するためには、まず μ を適当な値に仮定し、つぎに引張強度 σ_t を決める必要がある。そこで、プレストレスを導入せずかつ補強鉄筋のないはりの曲げ引張強度から σ_t を決定する方法を考えてみる。このとき任意に仮定した μ の値に対し式 (7.11) で $\sigma_g = 0$ とすれば、次式から γ_1 を求めることができ

る。

$$\mu \gamma_1^2 + 2(1 - \mu) \gamma_1 - 2(1 - \mu) = 0 \quad (7.14)$$

式 (7.14) で求めた γ_1 の値を、式 (7.13) の $\sigma_g = 0$ と置いた形の式すなわち、

$$\sigma_{PB'} = (3 - 2\gamma_1) \sigma_t \quad (7.15)$$

に代入すれば、引張強度 σ_t を決定することができる。

$$\sigma_t = \sigma_{PB'} / (3 - 2\gamma_1) \quad (7.16)$$

式 (7.16) で求めた引張強度 σ_t を用い、式 (7.7) , (7.8) から任意の σ_g に対する γ が決定できる。ここで算定された γ は、式 (7.7) あるいは (7.8) の仮定を満足するものでなければならない。このようにして算定された γ の値から、見掛けの曲げ強度 σ_{PB} は式 (7.10) から容易に求めることができる。種々の μ の値を仮定し、実験から求めた見掛けの曲げ強度に最もよく一致する値を与える μ が、使用コンクリートの品質、はりの断面形状などに適する μ の値と考えられる。

(2) 試験結果と考察

計算より見掛けの曲げ強度を算定するためには、前述したように種々の μ 値を仮定し、実測ひびわれモーメントを用いて計算を行なった。また、計算より σ_{PB} を決定するには、式 (7.15) に示したように $\sigma_g = 0$ すなわちプレストレスを導入していないはりの見掛けの曲げ強度 $\sigma_{PB'}$ が明らかにされていなければならない。ここでは、 $\mu = 0.4$ と仮定し $\sigma_{PB'}$ としては $10 \times 10 \times 40$ cm の曲げ供試体から求めたコンクリートの曲げ強度およびその 85% の値を用いて、プレストレスを導入したはりの σ_{PB} を計算した。計算結果を表 7.6 , 7.7 に示す。なお表 7.6 は $10 \times 10 \times 40$ cm の曲げ供試体による曲げ強度をそのまま用い、また表 7.7 はその曲げ強度の 85% を $\sigma_{PB'}$ として求めたものである。これらの計算結果および実測値をプロットすると図 7.5(1) , (2) のようになり、これらより見掛け曲げ強度は平均プレストレス σ_g の増加とともにほぼ直線的に増加することがわかる。なおまた、曲げ強度 $\sigma_{PB'}$ としては、曲げ供試体の強度をそのまま用いるよりも、その 85% とした方が（これは引張強度にほぼ等しい）実測値とよく一致し、とくに低強度シリーズ (P-3.5 シリーズ) においてこの現象が顕著である。これは前編でも述べたように、軽量鉄筋コンクリートはりのひびわれ発生モーメントにおいては、 ϵ_p / ϵ_e がコンクリート強度 250 kg/cm^2 で $0.5 \sim 1.0$, すなわち $\mu = 0.33 \sim 0.5$, 400 kg/cm^2

に対し0.5程度 ($\mu = 0.33$) にすれば実測値と比較的よく一致するのに対して、普通コンクリートにおいては $\mu = 0.6$ ($\epsilon_p / \epsilon_e = 1.5$) 程度にすれば実測値とよく一致するという結果と関連がある。

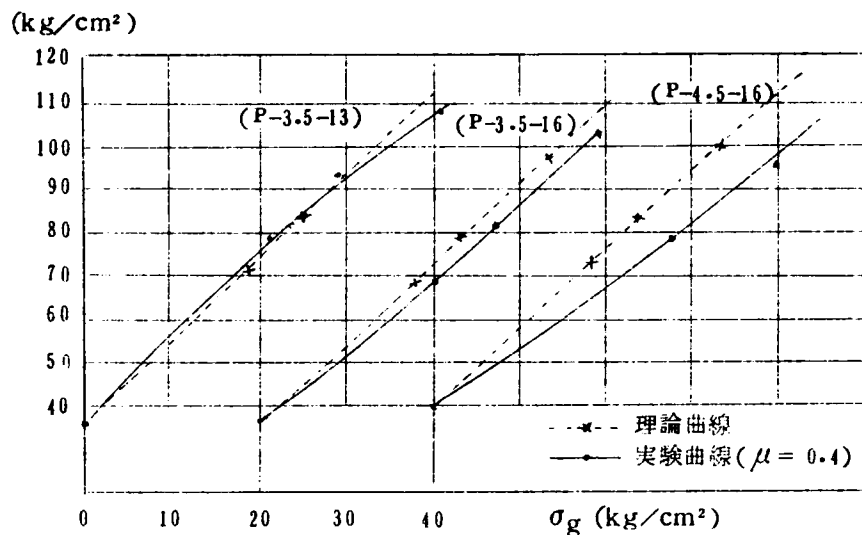


図 7.5(1) $\sigma_{PB} \sim \sigma_g$ ($\sigma_{PB}' = 0.8$ (10×10×40 cm 曲げ強度) の場合)

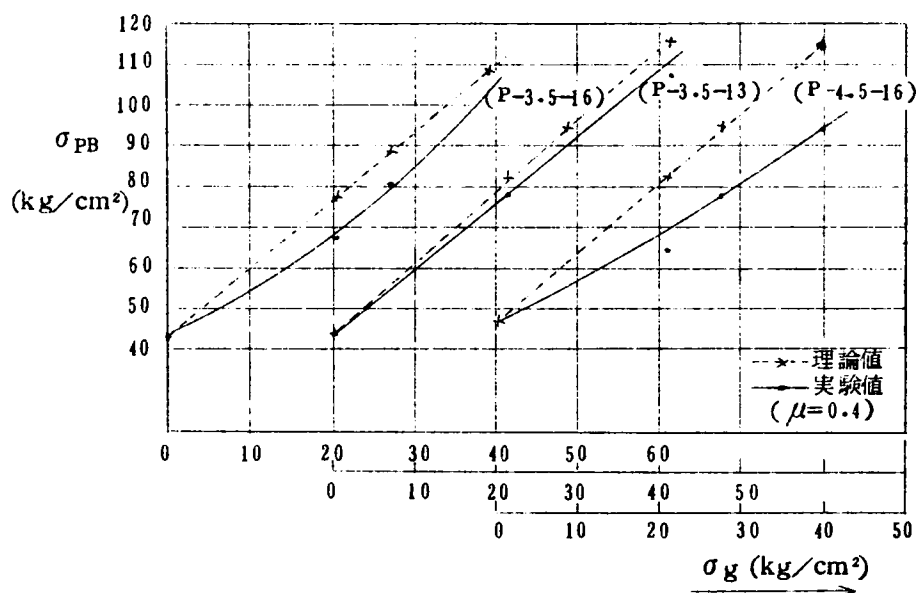


図 7.5(2) $\sigma_{PB} \sim \sigma_g$ (但し $\sigma_{PB}' = 10 \times 10 \times 40$ cm の曲げ強度)

表 7.6 ポステン PC はりのひびわれ試験結果

| | As | n | Ie (cm ⁴) | Ze (cm ³) | ye (cm) | y'e (cm) | Ht) | σ_g (kg/cm ²) | σ_{pg} * | σ_t (kg/cm ²) | γ | (計算値) σ_{PB} (kg/cm ²) | (実測値) σ_{PB} (kg/cm ²) |
|------------|------|------|--------------------------|--------------------------|------------|-------------|------|-------------------------------------|-----------------|-------------------------------------|----------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| P-3.5-16-A | 3.96 | 11.2 | 8306 | 939.6 | 8.84 | 11.16 | 9.35 | 34.3 | 42.5 | 29.98 | 0.8995 | 108.8 | 100.5 |
| | B | 3.96 | 8306 | 939.6 | 8.84 | 11.16 | 4.87 | 20.5 | 42.5 | 29.98 | 0.8720 | 77.8 | 67.2 |
| | C | 3.96 | 8306 | 939.6 | 8.84 | 11.16 | 6.50 | 27.3 | 42.5 | 29.98 | 0.8835 | 89.1 | 80.6 |
| P-3.5-13-A | 2.54 | 11.8 | 7836.9 | 853.7 | 9.18 | 10.82 | 9.35 | 41.5 | 43.2 | 30.48 | 0.8973 | 115.7 | 106.5 |
| | B | 2.54 | 7836.9 | 853.7 | 9.18 | 10.82 | 4.87 | 21.6 | 43.2 | 30.48 | 0.8680 | 81.6 | 77.9 |
| | C | 2.54 | 7836.9 | 853.7 | 9.18 | 10.82 | 6.50 | 28.9 | 43.2 | 30.48 | 0.8808 | 94.0 | 92.5 |
| P-4.5-16-A | 3.96 | 10.3 | 8183.4 | 916.3 | 8.93 | 11.07 | 9.35 | 39.9 | 46.1 | 32.52 | 0.8955 | 114.2 | 93.0 |
| | B | 3.96 | 8183.4 | 916.3 | 8.93 | 11.07 | 4.87 | 20.8 | 46.1 | 32.52 | 0.8683 | 82.3 | 64.2 |
| | C | 3.96 | 8183.4 | 916.3 | 8.93 | 11.07 | 6.50 | 27.7 | 46.1 | 32.52 | 0.8795 | 94.0 | 77.2 |

* $\sigma_{PB}' = (10 \times 10 \times 40 \text{ cm はりの曲げ引張強度})$

$\mu = 0.4$ と仮定

表 7.7 ポステンPCはりのひびわれ試験結果

| | σ_{PB} (kg/cm^2) * | σ_t (kg/cm^2) | σ_g (kg/cm^2) | γ | σ_{PB} (計算値) (kg/cm^2) |
|------------|---------------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|----------|-------------------------------------------------------|
| P-3.5-16-A | 36.1 | 25.48 | 33.4 | 0.8995 | 95.3 |
| B | 36.1 | 25.48 | 17.4 | 0.8720 | 67.6 |
| C | 36.1 | 25.48 | 23.2 | 0.8835 | 77.8 |
| P-3.5-13-A | 36.7 | 25.91 | 35.3 | 0.8973 | 102.0 |
| B | 36.7 | 25.91 | 18.4 | 0.8680 | 71.2 |
| C | 36.7 | 25.91 | 24.6 | 0.8808 | 82.4 |
| P-4.5-16-A | 39.2 | 27.64 | 33.9 | 0.8955 | 100.0 |
| B | 39.2 | 27.64 | 17.7 | 0.8633 | 71.5 |
| C | 39.2 | 27.64 | 23.5 | 0.8795 | 81.9 |

* $\sigma_{PB} = 0.85 \times (10 \times 10 \times 40 \text{ cmはりの曲げ引張強度})$

すなわち、軽量PCはりにおいても μ 値は普通コンクリートよりも若干小さくなる傾向を有していることが明らかである。さらに、軽量コンクリートにおいては曲げ強度が大きくなるほど、 μ 値は小さくなる、いい換えるとブリットルになる傾向（引張強度に比して曲げ強度の発現が小さい）をも示している。これに関しては、例えば山崎¹³⁾は、軽量コンクリートの場合、曲げ強度と引張強度との比は2以下となり、曲げ強度の増加に対する引張強度の増加は著しく、曲げ強度はセメント量の増加あるいはw/cの増加に従ってある一定値に収れんする傾向を有するにも拘らず、引張強度は増加し続けると報告している。また、西沢¹⁴⁾は軽量コンクリートにおいては、曲げ強度と引張強度との比は1.3であるのに対して、普通コンクリートでは1.5～1.7で、軽量コンクリートの方が引張強度に対する曲げ強度の発現が小さいことを明らかにしている。

本試験結果および他の研究者の研究結果を併せ考慮すると、軽量コンクリートを用いたPCはりの曲げひびわれモーメントの算定に当っては、 μ の値を同一断面を有する普通コンクリートよりも小さく $\mu = 0.33 \sim 0.50$ と選び、かつコンクリートの曲げ強度も供試

体より得られた値（供試体の大きさによって若干異なるが通常用いられている寸法の供試体の場合）よりも小さく見積った方が（例えば実測値の80～90%）実測値とよく一致し、設計上有効のようである。

4. 曲げ破壊モーメント

(1) 曲げ破壊モーメントの算定式

本研究に用いたような補強鉄筋を有するプレストレストコンクリートはり（PRC）の曲げ破壊モーメントの算定に当っては、補強鉄筋の影響を考慮する必要がある。以下曲げ破壊モーメントの算定式について述べる。

(i) 補強鉄筋を有するPCはりの曲げ破壊モーメントの算定式

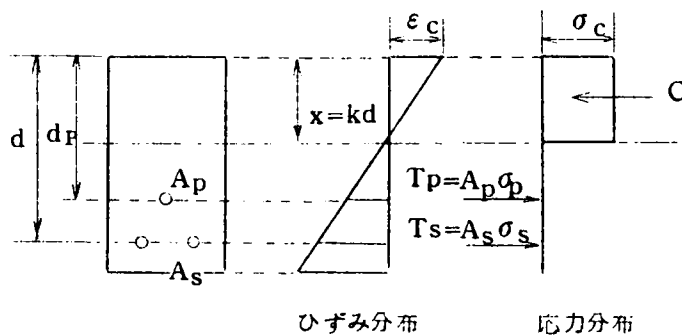


図 7.6

曲げ破壊モーメントの算定に当っては、図 7.6 のように圧縮側コンクリートの応力分布を矩形と仮定すれば、力の釣り合いから次式のように書き表わすことができる。すなわち、

$$C = b x \cdot \sigma_c \quad (7.17)$$

$$T = T_p + T_s = A_p \sigma_p + A_s \sigma_s$$

力の釣り合い条件、 $C = T$ より

$$x = kd = \frac{A_p \sigma_p + A_s \sigma_s}{b \sigma_c} \quad (7.18)$$

従って曲げ破壊モーメント M_u は

$$M_u = A_p \sigma_p \left(d_p - \frac{x}{2} \right) + A_s \sigma_s \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (7.19)$$

コンクリートが圧縮破壊を起す前に、PC鋼材が引張強度に、さらに鉄筋が降伏点に達する場合について考えると、次式が得られる。

$$x = \frac{A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_{sy}}{b \sigma_c} \quad (7.20)$$

$$M_u = A_p \sigma_{pu} \left(d_p - \frac{x}{2} \right) + A_s \sigma_{sy} \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (7.21)$$

一方、PC鋼材および鉄筋が降伏する前に、圧縮側コンクリートがその最大ひずみに達して破壊する場合、コンクリートの圧縮破壊ひずみを ϵ_u とすれば、PC鋼材および鉄筋のひずみは次のようになる。

$$\epsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \epsilon_u \quad (7.22)$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} \epsilon_u \quad (7.23)$$

一般にPC鋼材の応力～ひずみ曲線は直線でないで、弾性係数は一定と考えることはできないが、鉄筋の応力～ひずみ曲線は降伏点まで直線と仮定してよいから弾性係数は一定と仮定する。この場合の曲げ破壊モーメントの算定には次の順序による図式的方法を用いるのが便利である。¹⁵⁾

- (a) 破壊時のはりの中立軸の位置 x を任意に仮定して、式 (7.22) , (7.23) からPC鋼材および鉄筋のひずみ ϵ_p , ϵ_s を計算する。
- (b) PC鋼材の応力は、Stress ~ Strain curve から、鉄筋の応力は $\epsilon_s E_s$ とすれば、 $T = A_p \sigma_p + A_s \sigma_s$ が求まる。
- (c) コンクリートの圧縮合力は $C = b \cdot x \cdot \sigma_c$ である。
- (d) 中立軸の位置 x を種々に変化した場合の C , T 曲線を描き、図から $C = T$ が成立する x を求めれば、これが破壊時の中立軸の位置 x となる。この x を用いて曲げ破壊モーメント M_u は式 (7.19) から算定できる。
- (ii) 補強鉄筋を有しないPCはりの曲げ破壊モーメントの算定

この場合は(i)の $A_s = 0$ に相当するので、以下の2つの場合について分けて考える。

コンクリートが圧縮破壊を起す前にPC鋼材が引張強度に達する場合は

$$x = \frac{A_p \sigma_{pu}}{b \sigma_c} \quad (7.24)$$

$$M_u = A_p \sigma_{pu} \left(d_p - \frac{x}{2} \right) \quad (7.25)$$

となる。

一方、PC鋼材が引張強度に達する前に、コンクリートの圧縮縁が破壊ひずみに達して破壊する場合には、 $A_s = 0$ として前述した図式的方法によればよい。

(2) 軽量ポステンPCはりの曲げ破壊に関する試験結果および考察

引張鉄筋の降伏点およびPC鋼棒の引張強度に達するのが、コンクリートの圧縮破壊に先行すると仮定して求めた中立軸の位置 x を用いて算定したコンクリートの圧縮縁ひずみは、土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針で規定されている ϵ_u の値

($\epsilon_u = 0.0025$) を相当超過している。また、はりの断面形からみて、鋼棒の位置が中立軸に近い(偏心距離が小さい)ので、鋼棒は降伏点に達するとは考えられない。従ってここではコンクリートが、鉄筋およびPC鋼棒が降伏点あるいは引張強度に達する前に、圧縮破壊ひずみ $\epsilon_u = 0.0025$ に達してはりが破壊したものと考えられるので、曲げ破壊モーメントは図式的方法によって算定した。図式的方法によって算定したPC鋼棒の応力および鉄筋の応力を検討すると、PC鋼棒は引張強度に到達していないのに対して、鉄筋は降伏点に達している。一方、実測による鉄筋応力は降伏点に達しており、理論から算定した値は実際のはりの挙動を正しく表わしているものと考えられる。従って本試験に用いた、鉄筋で補強したプレストレストコンクリートはりは、まず鉄筋が降伏点に達し、さらに荷重を増加すると、コンクリートがその圧縮破壊ひずみに達し破壊に至るものと考えてもよい。なお、P-4.5-0(補強鉄筋のないはり)は理論的にはコンクリートの圧縮破壊とPC鋼棒の降伏が同時に起り、またP-3.5-0はP-4.5-0に比してコンクリートの圧縮強度が低いので、PC鋼棒が降伏点に達する前に、コンクリートが圧縮破壊を起したことになる。さらにCシリーズの実測破壊荷重が、他のA、Bシリーズのはりに比して小さいのは、スターラップによるせん断補強を行なわなかったため、コンクリートが圧縮破壊を起す前にせん断破壊(斜め引張破壊)を起したためである。各供試体の実測破壊荷重、実測破壊モーメントおよび計算破壊モーメントの値を表7.8、7.9に示す。

表 7.8 コンクリート供試体の強度試験結果 *3

| 試験 シリーズ | 強度 *1 | 打設はりの種類 | 7 日 (kg/cm ²) | | | 28 日 (kg/cm ²) | | | 前 日 (kg/cm ²) | | | 前 日 |
|------------|----------|-------------------------------------|---------------------------|------------|----------------|----------------------------|------------|----------------|---------------------------|------------|----------------|--------------------|
| | | | σ_c | σ_t | $\sigma_{PB'}$ | σ_c | σ_t | $\sigma_{PB'}$ | σ_c | σ_t | $\sigma_{PB'}$ | |
| R-3 | | R-3-D16-0.5・10 | 118 | 14.3 | 19.0 | 220 | 20.4 | 30.0 | 257 | 17.3 | 34.2 | 1.67×10^5 |
| R-3 | | R-3-D13-0.5・10 | 173 | 17.2 | 18.7 | 210 | 20.4 | 28.8 | 222 | 17.3 | 43.6 | 1.60×10^5 |
| R-4 | | R-4-D16-0.10 | 312 | 24.8 | 34.6 | 328 | 26.9 | 43.2 | 443 | 31.8 | 44.3 | 2.13×10^5 |
| R-4 | | R-4-D13-0.10 R-4-13-0 | | | | 424 | 26.7 | 37.4 | 427 | 26.4 | 46.8 | 1.93×10^5 |
| R-4 | | R-4-13-10 R-4-16-0.10 | 278 | 28.6 | 31.3 | 470 | 24.7 | 30.2 | 434 | 28.0 | 38.5 | 1.83×10^5 |
| R-3 | | R-3-16-0.5・10 R-3-13-0.5 | 171 | 13.0 | 28.1 | 230 | 17.9 | 31.3 | 221 | 17.4 | 42.8 | 1.56×10^5 |
| P-3.5 | | P-35-無 P-35-D13-A・B・C | 384 | 23.4 | 27.0 | 428 | 29.9 | 36.0 | 385 | 25.3 | 43.2 | 1.69×10^5 |
| P-3.5 | | P-35-D16-A・B・C | 358 | 24.8 | 31.7 | 356 | 24.5 | 33.5 | 377 | 28.9 | 42.5 | 1.79×10^5 |
| P-4.5 | | P-45-D16-A・B・C P-45-無 | 513 | 24.1 | 25.9 | 537 | 30.5 | 32.4 | 470 | 31.5 | 46.1 | 1.95×10^5 |
| Hシリーズ | | H-D16-0(35・50) H-13, D13, D16-10 | | — | | | — | | 247 | 17.5 | 29.7 | 2.76×10^5 |

*1 R : 軽量鉄筋コンクリートに用いたコンクリートの曲げ供試体
P : 軽量 PS コンクリート
H : 普通コンクリートの曲げ供試体

*2 E_c : 圧縮強度の $1/3$ における割線弾性係数を示す
(kg/cm²)

*3 一部第 6 編の結果と重複する。

表 7.9 ポステン PC はりの破壊試験結果

| 供試体 種類 | 圧縮強度 (kg/cm ²) | 引張鉄筋 (SD30) | PC 鋼種 (SBPC) | プレス トレス 力 (t) | P _{cr} (t) | P _u (t) | P _{cr} / P _u | M _u (t・cm) | M _u ' 計算値 (t・cm) | M _u / M _u ' | 破壊型式 | 有効フレストレス (換算断面 図心位置) * (kg/cm ²) |
|-------------|-------------------------------|----------------|-----------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|------|-------------------------------------------------------|
| P-3.5-無 | 385 | 0 | φ 18 | 9.35 | 3.75 3.50 | 6.65 6.30 | 0.56 | 162.0 | 203.7 | 0.80 | 圧潰 | 58.5 |
| P-3.5-D13-A | 385 | 2-D13 | φ 18 | 9.35 | 3.50 3.45 | 11.90 12.03 | 3.44 | 299.1 | 280.1 | 1.07 | 圧潰 | 34.3 |
| P-3.5-D13-B | 385 | 2-D13 | φ 18 | 4.87 | 2.50 2.50 | 10.70 10.85 | 4.30 | 269.4 | 280.1 | 0.96 | 圧潰 | 20.5 |
| P-3.5-D13-C | 385 | 2-D13 | φ 18 | 6.50 | 2.75 3.25 | 8.50 9.80 | 0.33 | 228.8 | 280.1 | 0.82 | せん断 | 27.3 |
| P-3.5-D16-A | 377 | 2-D16 | φ 18 | 9.35 | 3.50 3.75 | 13.30 13.06 | 3.64 | 329.5 | 308.6 | 1.07 | 圧潰 | 41.5 |
| P-3.5-D16-B | 377 | 2-D16 | φ 18 | 4.87 | 2.50 2.25 | 12.55 12.55 | 5.28 | 313.8 | 308.6 | 1.02 | 圧潰 | 21.6 |
| P-3.5-D16-C | 377 | 2-D16 | φ 18 | 6.50 | 2.75 3.00 | 9.00 7.90 | 0.34 | 211.3 | 308.6 | 0.68 | せん断 | 28.9 |
| P-4.5-無 | 470 | 0 | φ 18 | 9.35 | 3.95 3.75 | 8.55 9.10 | 0.44 | 220.6 | 216.5 | 1.02 | 圧潰 | 58.5 |
| P-4.5-D16-A | 470 | 2-D16 | φ 18 | 9.35 | 3.25 3.25 | 15.05 15.10 | 4.64 | 376.9 | 344.0 | 1.09 | 圧潰 | 39.9 |
| P-4.5-D16-B | 470 | 2-D16 | φ 18 | 4.87 | 2.40 2.00 | 14.10 14.80 | 6.58 | 361.3 | 344.0 | 1.05 | 圧潰 | 20.8 |
| P-4.5-D16-C | 470 | 2-D16 | φ 18 | 6.50 | 2.85 2.50 | 11.50 11.05 | 0.24 | 281.9 | 344.0 | 0.82 | せん断 | 27.7 |

* 試験前日に再緊張し所定応力 (下線) となるよう調整

これらによるとCシリーズを除けば、計算値と実測値とは比較的よく一致しており、全般的に計算値は実測値に対してほぼ4%程度安全側の値を与えていることがわかる。曲げ破壊モーメントはプレストレスの導入応力の大小に必ずしも比例しないが、導入プレストレスの大きいものほど曲げ破壊モーメントが若干大きくなる傾向を示している(A, Bシリーズの比較)。

また、補強鉄筋を有しないPCはりとは補強鉄筋を配置したいわゆるPRCはりの曲げ破壊耐力を比較すると、PRCはりの方が相当大きい曲げ破壊耐力を有し、一方、各シリーズの供試体の P_u/P_{cr} を考えると、導入応力の大きいものほど P_u/P_{cr} は小さくなる。換言すれば、導入応力が大きくなればそれだけひびわれ発生から破壊までの余裕が小さくなるという理論的推察と全く一致した実験結果を示している。

以上の結果より、コンクリートの引張側に補強鉄筋を配置することによって、曲げ破壊耐力は著しく増加し、また軽量骨材を使用したPCはりの曲げ破壊モーメントの算定に際しては、従来普通コンクリートに用いられている圧縮破壊ひずみ $\epsilon_u = 0.0025$ を用いても十分の精度で、曲げ破壊モーメントを算定することができると考えられる。

5. 曲 げ 剛 性

曲げ剛性は、スパン中央部のコンクリート圧縮縁ひずみならびに引張鉄筋のひずみから、次式を用いて求めた。

$$K = \frac{dM}{\epsilon_c + \epsilon_s} \quad (7.26)$$

ここで、K：はりの曲げ剛性

d：はりの有効高さ

M：ある荷重時のスパン中央部の曲げモーメント

ϵ_c ：コンクリートの圧縮縁ひずみ

ϵ_s ：鉄筋の引張ひずみ

また、補強鉄筋を有しない供試体の曲げ剛性は、鉄筋ひずみの代りにコンクリートの引張側に貼布した電気抵抗線ひずみ計による値を用いて求めた。各供試体の曲げモーメントと曲げ剛性との関係を図7.7～7.11に示す。

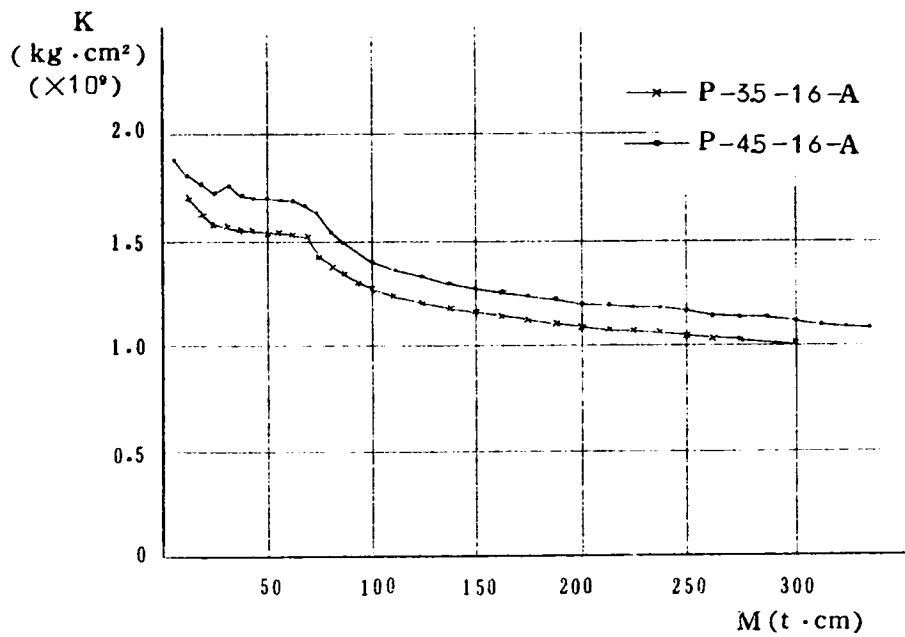


圖 7.7 $M \sim K$ 曲 線

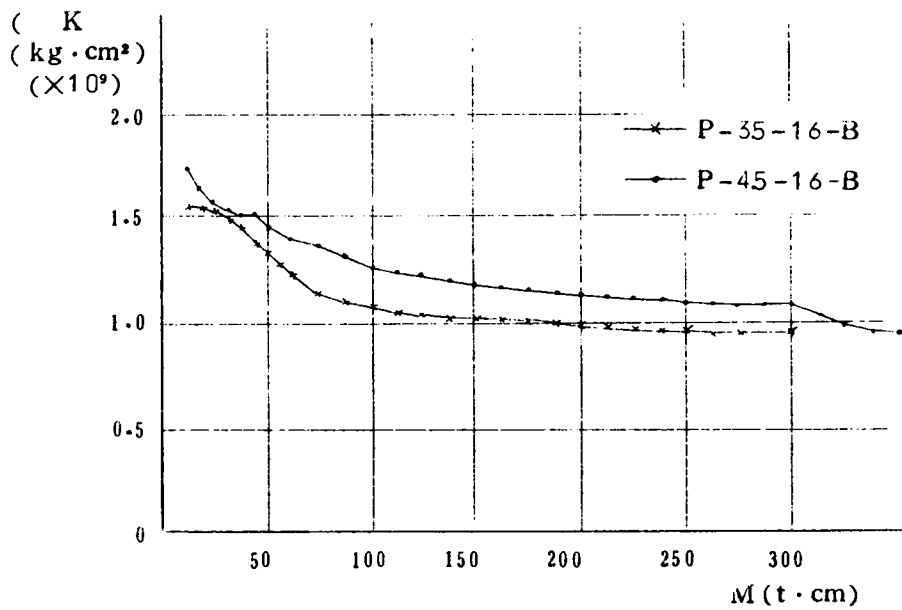


圖 7.8 $M \sim K$ 曲 線

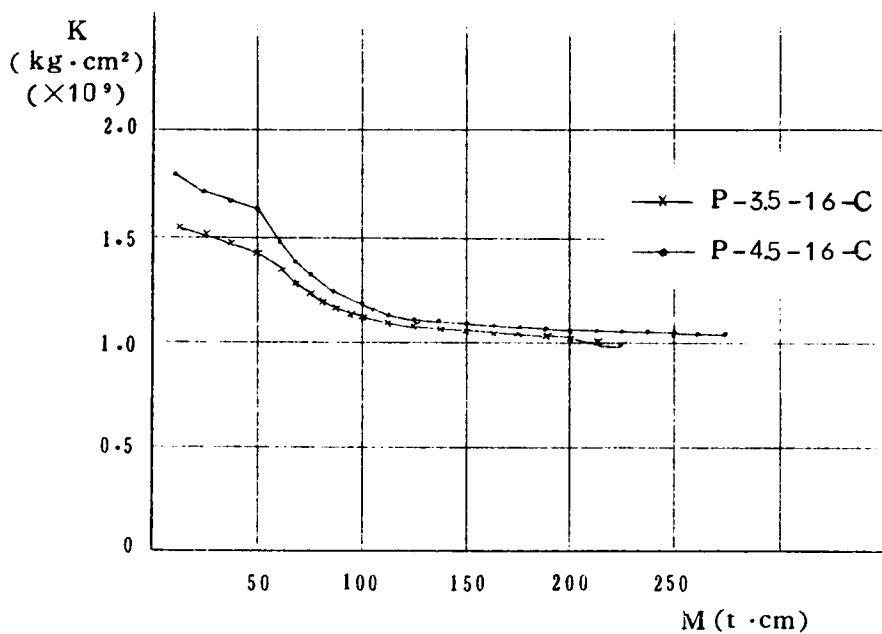


図 7.9 $M \sim K$ 曲 線

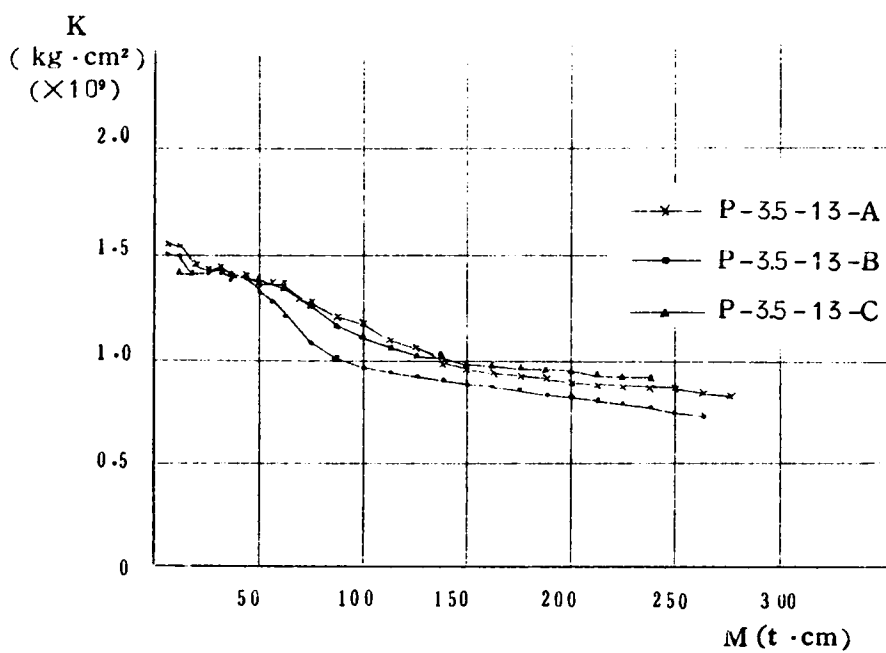


図 7.10 $M \sim K$ 曲 線

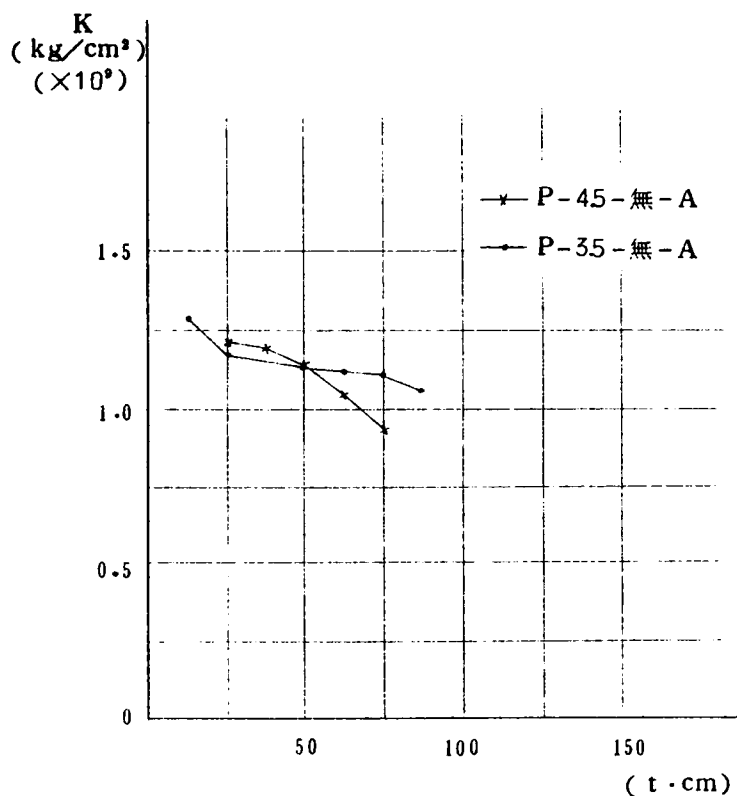


図 7.1.1 M - K 曲 線

補強鉄筋量および強度が同一の供試体について検討すると、いずれの供試体においても引張側コンクリートに塑性変形が生じ、ひびわれ発生がみられると曲げ剛性は急激に低下する。しかし、その低下率はプレストレス導入量が多いほど小さい。また、曲げ剛性低下後はほぼ一定値に達した状態での曲げ剛性を比較すると、プレストレス導入量が多いほど曲げ剛性の値も大きくなる傾向を示しているが、量的には大差はない。また強度およびプレストレス導入量が同一の供試体について検討すると、補強鉄筋量の多い供試体ほど、曲げ剛性の低下率が僅かに小さいが、ほとんど差は認められない。すなわち、鉄筋量の多い供試体と少ない供試体の曲げ剛性曲線は、ほぼ平行に低下していると考えてもよい。また、補強鉄筋量およびプレストレス導入量が同一の供試体について検討すると、強度差による曲げ剛性は供試体間に変動があつて確たる傾向が現われていないが、全般的にみると、剛性低下率は強度にかかわらずほぼ等しく、モーメントの大きさに対する曲げ剛性の値は強度の大きいよりほど大きいことがわかる。なお、補強鉄筋を有していないはりについて

は、ひずみ計が有効に働くのはひびわれ発生時までであるが、この結果より、ひびわれ発生時までについて考えると、補強鉄筋の配置によって曲げ剛性がかなり増加することが分る。

3. 軽量プレテンP C桁の設計に関する研究

1. 試験概要

試験は普通コンクリートおよび3種類の人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートについて実施した。以下試験の概要について述べる。

(1) 使用材料

使用セメントは早強ポルトランドセメント（小野田セメント社製）、骨材は普通コンクリートには愛知川産粗骨材・野洲川産細骨材（以下Nと略称）、軽量コンクリートには人工軽量細粗骨材アサノライト（非造粒型、日本セメント社製、以下Aと略称）、ライオナイト（造粒型、大阪セメント社製、以下Lと略称）、メサライト（非造粒型、三井金属社製、以下Mと略称）をそれぞれ使用した。これらの物理的性質を表7.10に示す。使用P C鋼材はφ93mmの7本よりストランド（神鋼綱線鋼索社製）でその機械的性質は引張荷重9810kg、破断時伸び7.3%、降伏点荷重9000kg、レラクセーション1.3%であり、応力-ひずみ曲線を図7.12に示す。

表 7.10 使用骨材の物理的性質

| 粗 骨 材 | | | | | | | | | | |
|-----------|------|------|------------------|-------------------------------------|------------|------|------|------|-----|------|
| 骨 材 種 別 | 比 重 | | 吸 水 率 (24hr%) | 単 位 容 積 重 量 (kg/m ³) | フルイ通過率 (%) | | | | | F.M |
| | 表 乾 | 絶 乾 | | | 25mm | 20mm | 15mm | 10mm | 5mm | |
| 普 通(N) | 2.66 | — | 0.8 | 1,680 | 100 | 86.5 | 68.0 | 23.0 | 0.4 | 6.90 |
| アサノライト(A) | 1.54 | 1.42 | 8.98 | 860 | 100 | 100 | 100 | 68 | 0 | 6.32 |
| ライオナイト(L) | 1.40 | 1.36 | 2.77 | 880 | 100 | 100 | 100 | 57 | 0 | 6.43 |
| メサライト(M) | 1.22 | 1.12 | 8.67 | 730 | 100 | 100 | 100 | 52 | 0 | 6.46 |

細 骨 材

| 骨材種別 | 比 重 | | 吸水率 (24hr%) | 単位容積 重 量 (kg/m ³) | フルイ通過率 (%) | | | | | | F.M |
|-----------|------|------|----------------|-------------------------------------|------------|------|------|------|-----|------|------|
| | 表 乾 | 絶 乾 | | | 5mm | 25mm | 12mm | 0.6 | 0.3 | 0.15 | |
| 普 通(N) | 2.58 | — | 1.67 | 1,670 | 99.4 | 92.2 | 68.2 | 31.9 | 9.5 | 2.2 | 2.97 |
| アサノライト(A) | 1.79 | 1.65 | 8.35 | 1,030 | 100 | 93 | 60 | 45 | 20 | 8 | 2.84 |
| ライオナイト(L) | 1.96 | 1.90 | 3.09 | 1,250 | 100 | 76 | 51 | 38 | 30 | 17 | 2.88 |
| メサライト (M) | 1.87 | 1.61 | 16.14 | 1,110 | 100 | 88 | 57 | 34 | 20 | 9 | 2.93 |

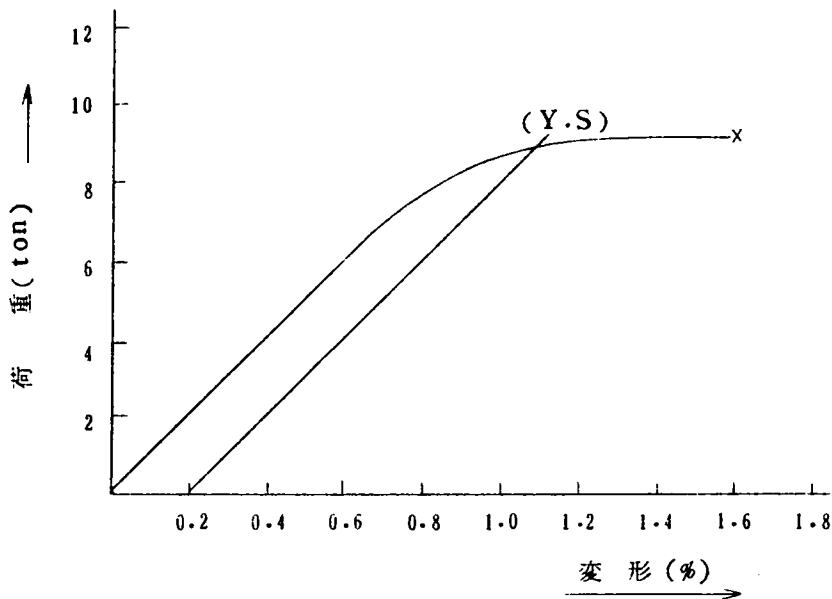


図 7.12 PC鋼材 (9.3 mm 7 本よりストランド) の荷重～変形曲線

コンクリートの示方配合は予備試験結果より単位セメント量 450 kg/m^3 ，s/a 33%，スランプ $2 \pm 1 \text{ cm}$ となるよう表 7.11 のように決定した。なおコンクリートのワーカビリティを改善する目的で化学混和剤ポゾリス No.8 を用いた。

表 7.11 コンクリートの示方配合

| コンクリートの種類 | スランブの範囲 (cm) | 空気量の範囲 (cm) | 単位セメント量 C (cm) | 単位水量 W (kg) | 水セメント比 w/c (%) | 細骨材率 s/a (%) | 単位細骨材量 S (kg) | 単位粗骨材量 G (kg) | 単位混合剤量 (gr) |
|-----------|--------------|-------------|----------------|-------------|----------------|--------------|---------------|---------------|-------------|
| N | 1～3 | 1～3 | 450 | 153 | 34 | 33 | 577 | 1,208 | 1,125 |
| A | 1～3 | 1～3 | 450 | 166 | 37 | 33 | 391 | 682 | 1,125 |
| L | 1～3 | 1～3 | 450 | 153 | 34 | 33 | 436 | 633 | 1,125 |
| M | 1～3 | 1～3 | 450 | 158 | 35 | 33 | 413 | 547 | 1,125 |

(2) 供 試 体

試験供試桁は図 7.13 に示すように桁長 8 400 mm、桁高 500 mm の JIS-B 108S 規定のプレテン T 型はりで、製作はオリエンタルコンクリート KK 滋賀工場で行なった。供試桁は普通コンクリート 3 本、軽量コンクリートは各骨材とも 6 本ずつとし、製作は各骨材別に行なった。なお PC 鋼線の全緊張力は蒸気養生による温度補正を考慮して $\Sigma P_t = 137,340 \text{ kg}$ 、所定伸び量は 434 mm となる。コンクリート打設が厳寒中であつたため初期強度の発現が遅くかつ低いことが予想されたので、供試体は打設 4 時間後から 20 時間、温度 35℃ の蒸気養生を施した。これら供試体とは別に強度試験用供試体（圧縮強度および引張強度が $10 \times 20 \text{ cm}$ 、曲げ強度 $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ ）を各コンクリート別に圧縮用 18 本、引張用 18 本、弾性係数測定用 12 本、曲げ用 6 本をそれぞれ製作した。強度用供試体の養生条件は蒸気養生と標準養生（材令 28 日のみ）である。

(3) 試験項目および試験方法

1) プレストレス導入時の桁の力学的挙動に関する試験

プレストレス導入時に関する試験はいずれもプレストレス導入直後、すなわち PC 鋼線を切断し、所定スパン 8 m の完全 2 点支持の状態以下に述べるような測定を行なったもので、それらの測定値は鋼線緊張中（PC 鋼線切断前）の値を基点として比較した。

(i) 桁長の変化とそり コンクリートの弾性係数の相違による桁の弾性変形量およびたわみを測定した。これはプレテン桁製作時の桁長とそりの正確な試算を行なうための資料を得るためである。試験方法はあらかじめ支点上断面の上縁から 2 cm、下縁から 3

cm の位置に標点を設置し、支間 8 m に対する変化量を鋼尺で測定し、桁長の変化を求め、さらにスパン中央の標点と桁長測点用標点間の直線との変化量を測定してそりとした。

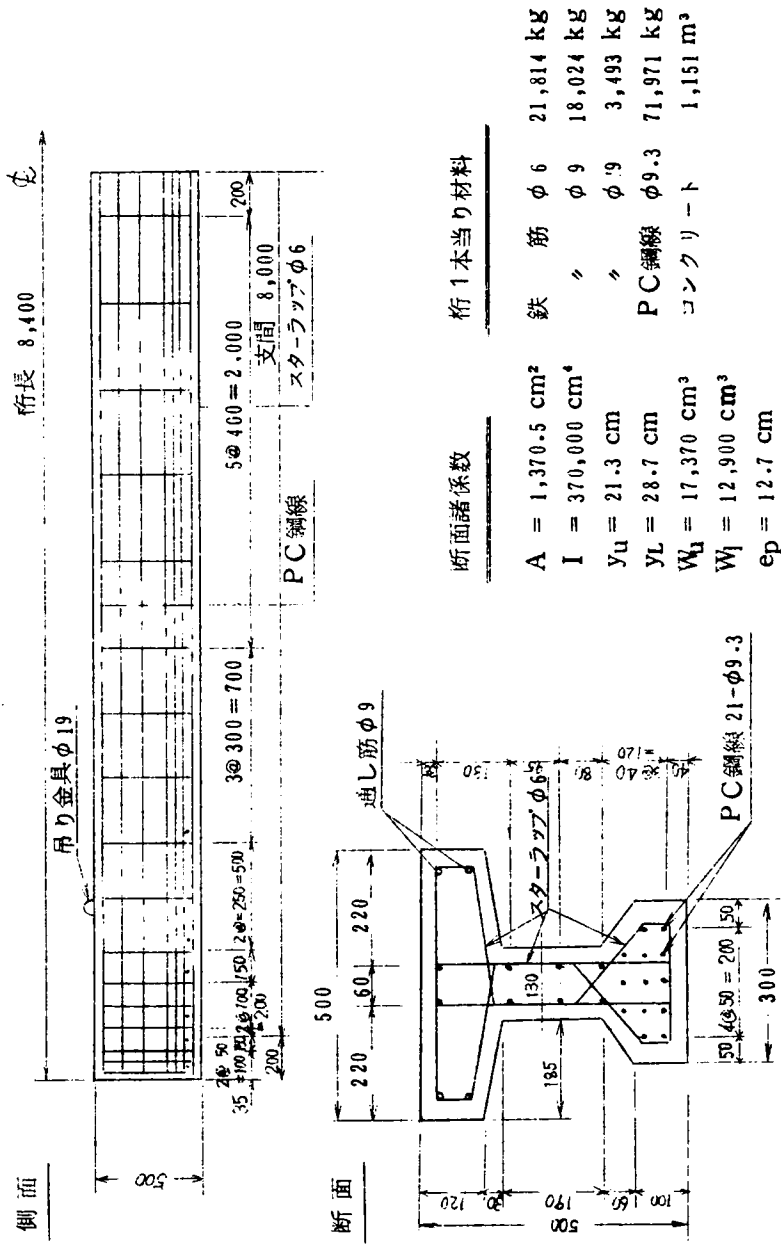


図 7.13 供 試 体 形 状 寸 法

(ii) PC鋼線の伝達長（定着長）の測定 プレテン工法ではコンクリート部材断面へのプレストレス導入がコンクリートとPC鋼材との付着力によって行なわれる。ここではコンクリートの種類によるPC鋼線の定着長を検討するため図7.14に示すように桁端から10 cm おきに75 cmの範囲にわたって下縁から5 cmおよび18 cmの位置に合計16枚の電気抵抗線ひずみ計を貼布し、プレストレス導入直後の材軸方向のひずみを測定し、そのひずみの値からPC鋼線の伝達長を求めた。

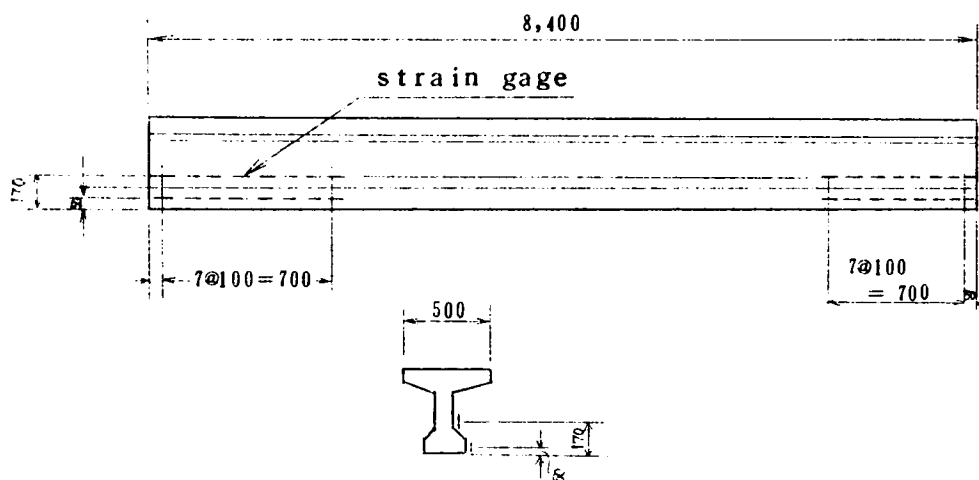


図7.14 PC鋼材伝達長測定用歪計貼布位置

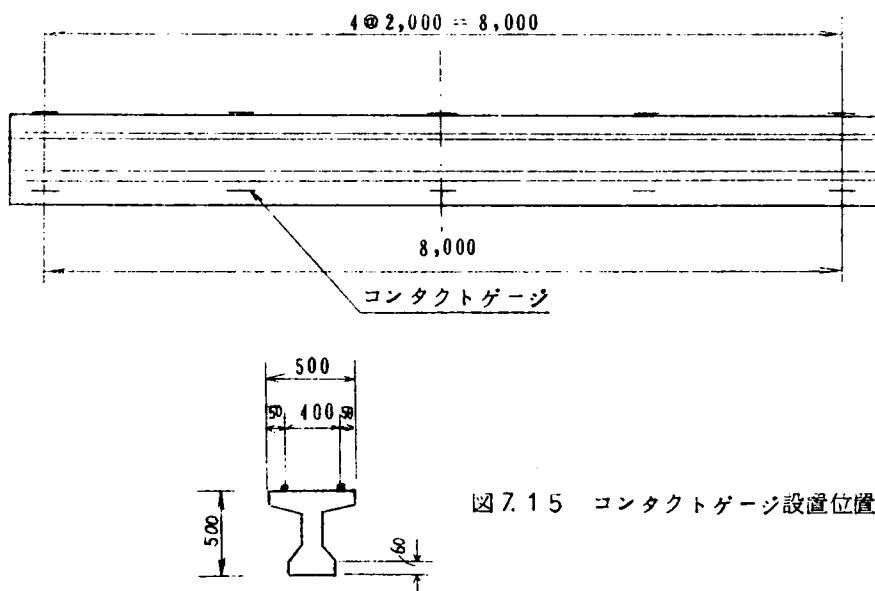
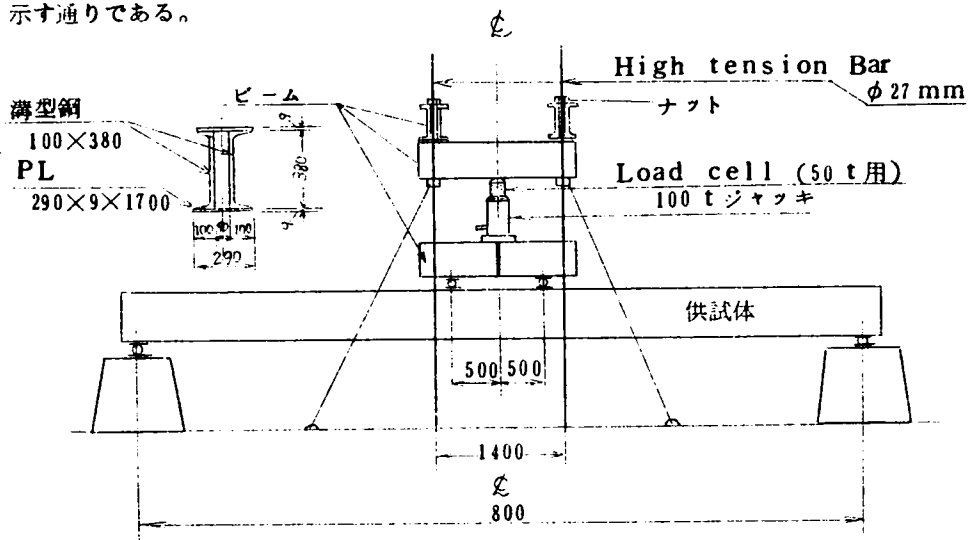


図7.15 コンタクトゲージ設置位置

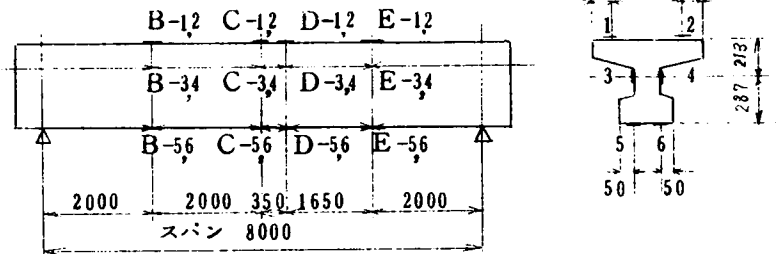
(iii) 応力測定 プレストレス導入直後におけるPC桁の応力分布状態を確認するため図7.15に示すように支点断面、支間の1/4断面、中央断面に上縁および下縁から6 cmの位置に測定用ブラッグを貼布し、材軸方向のひずみをコンタクトゲージで測定した。

2) 桁の載荷試験

(i) 曲げ載荷試験 曲げ載荷試験はコンクリートの材令28日に実施した。試験方法はスパン8 m、曲げスパン1 mの2点載荷方式を採用し、載荷装置の概要は図7.16に示す通りである。



Strain gage の位置



dial gage の位置

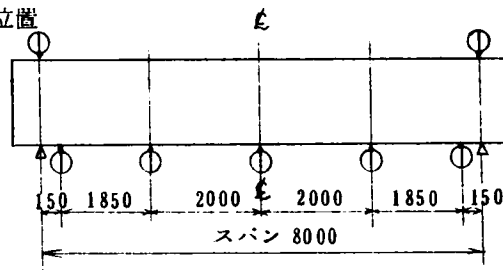


図7.16 曲げ載荷装置

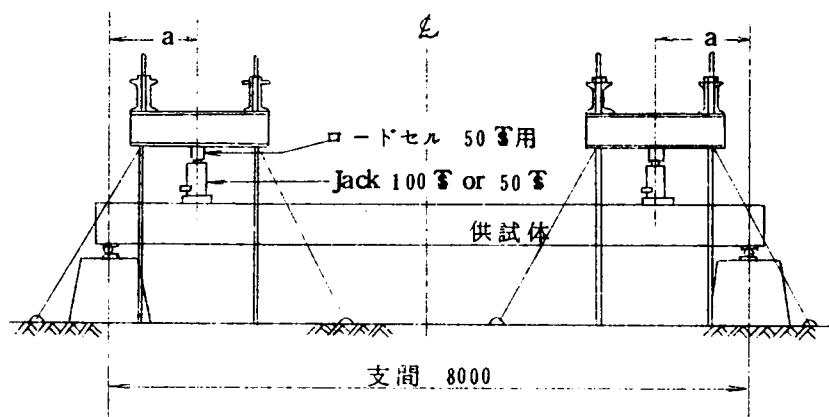
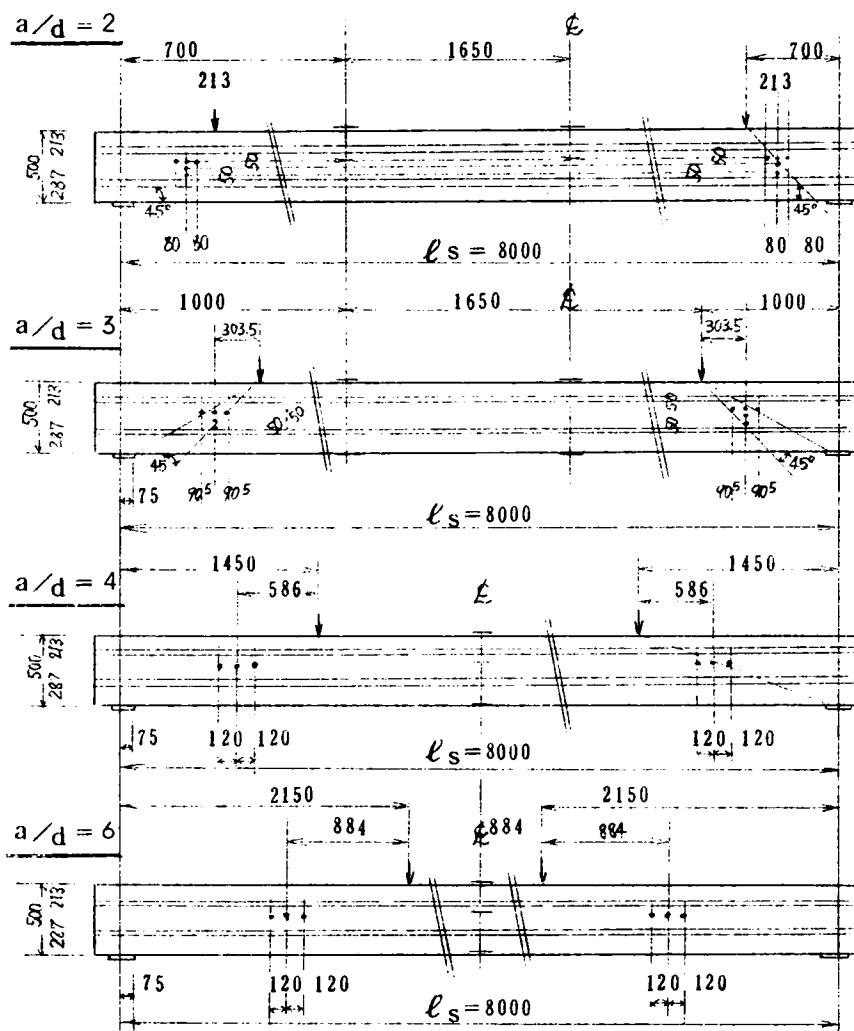


図 7.17 セン断試験装置

また各種測定は曲げモーメント一定区間、 $1/4$ 断面および支点上断面の電気抵抗線ひずみ計によるひずみの測定、支点近傍、 $1/4$ および中央断面におけるたわみの測定、曲げモーメント一定区間にフーゲンベルガー型ひずみ計によるひずみ測定用ブラッグを貼布して主としてひびわれ幅をそれぞれ測定した。曲げ載荷試験における主な測定項目は、JISに規定されている載荷試験方法による桁のひずみおよびたわみの測定、ひびわれ発生荷重から引張強度および有効プレストレスを推定しひびわれ耐力を検討すること、さらにひびわれの進行状況と破壊荷重の測定によって破壊耐力を検討することである。なお載荷の方法は第1段階としてJIS規定のひびわれ荷重まで載荷し除荷、第2段階としてはひびわれ発生まで載荷し除荷、第3段階は再びひびわれを確認しJIS規定の破壊荷重まで載荷した後除荷、第4段階では桁の破壊まで載荷するという4段階にわけて実施した。なお曲げ試験には同一種類の骨材によるPC桁2本を用いた。

(ii) セン断試験 セン断試験はコンクリートの材令122～156日の間に実施した。試験方法は図7.17、7.18に示すように対称2点荷重とし、荷重位置とセン断ひびわれあるいはセン断破壊荷重との関係を知るため、セン断スパンと有効高さの比 a/d を2, 3, 4, 6に採った。また載荷に伴うひずみ変化を図7.18に示す位置に貼布した電気抵抗線ひずみ計によって測定した。セン断試験における試験項目は、主応力および曲げ応力の測定、初ひびわれ荷重およびひびわれ進行状況の測定、破壊荷重および破壊状況の観察である。載荷の方法は第1段階として主応力 $\sigma_1 = 7 \text{ kg/cm}^2$ (斜引張に対する許

容応力度)相当荷重まで,第2段階は $\sigma_1 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$ (破壊荷重検討時の許容応力度)
相当荷重まで,第3段階は初ひびわれ発生まで,第4段階は破壊までとした。



但し 印はロゼットケージ (単軸三枚) を 印は単軸ケージを示す。

$a/d = 2$ 及 3 の場合 ロゼットケージ 20 点 曲げ用ケージ 9 点
 $a/d = 4$ 及 6 の場合 ロゼットケージ 6 点 曲げ用ケージ 6 点

図 7.18 せん断試験供試体の測点設置位置

表7.12 まだ固まらないコンクリートの諸性質

| | 配合 (上段 示方配合, 下段 現場配合) | | | | | 表面水(%) | | スランプ (cm) | 空気量 (%) | 単位重量 (kg) | コンクリート 温度 (℃) | 水 温 (℃) | 気 温 (℃) | 温 度 (%) |
|--------|-----------------------|-------|-------|--------|-------|--------|--------------|--------------|------------|--------------|---------------------|------------|------------|------------|
| | c(kg) | w(kg) | w/(%) | s/a(%) | S(kg) | G(kg) | No8 Pz(g) | | | | | | | |
| 天 然 | 450 | 153 | 34 | 33 | 577 | 1,208 | 1,125 | 1.2 | | | | 5.5 | | |
| | 150 | 38.5 | 34 | 33 | 200 | 407 | 735 | 1.1 1.2 | 1.8 | 2,367 | 6.5 | 7.0 | 2.5 | 82 |
| アサライト | 450 | 166 | 36.9 | 33 | 391 | 682 | 1,125 | | | | | 10.0 | | |
| | 150 | 42.1 | 36.9 | 33 | 136.9 | 234.1 | 735 | 5.0 3.0 | 2.3 | 1,700 | 8.6 | 13.0 | 3.0 | 82 |
| ライオライト | 450 | 153 | 34 | 33 | 436 | 633 | 1,125 | | | | | 10.0 | | |
| | 150 | 37.3 | 34 | 33 | 156.9 | 213.1 | 735 | 8.0 1.0 | 2.6 | 1,652 | 12.3 | 13.0 | 5.0 | 83 |
| メサライト | 450 | 158 | 35.1 | 33 | 413 | 547 | 1,125 | | | | | 10.0 | | |
| | 150 | 42.8 | 35.1 | 33 | 144.5 | 182 | 735 | 5.0 0 | 2.8 | 1,611 | 14.0 | 13.0 | 6.5 | 72 |

但し $P_z/c = 0.25\%$ 水溶液 12.5% 比重 $1.05 (20^\circ\text{C})$

表 7.13 コンクリート強度試験結果一覧表 (その1)

| 圧縮強度 (kg/cm ²) | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|------------|-----|-----|------------|-----|---------------|-----|-----|-------------------|----------|-------------------|----------|
| | σ_s | | | σ_r | | σ_{28} | | | せん断試験 a/d = 2 施行時 | | せん断試験 a/d = 3 施行時 | |
| | | | | | | | | | 材令 | σ | 材令 | σ |
| | | | | | | | | | | | | |
| 種 | 天 | 515 | | 664 | | 704 | | 710 | | 780 | | 680 |
| | | 496 | 513 | 683 | 674 | 831 | 776 | 815 | 742 | 915 | 812 | 831 |
| | | 529 | | 675 | | 792 | | 701 | | 742 | | 785 |
| | 然 | | | | | | | | | | | |
| | アサノライト | 311 | | 665 | | 564 | | 614 | | 745 | | 683 |
| | | 362 | 365 | 624 | 653 | 675 | 641 | 541 | 609 | 751 | 753 | 721 |
| | | 361 | | 669 | | 683 | | 673 | | 764 | | 698 |
| | ライオライト | 428 | | 507 | | 637 | | 516 | | 650 | | 618 |
| | | 418 | 411 | 539 | 521 | 633 | 626 | 425 | 458 | 663 | 644 | 684 |
| 別 | | 391 | | 517 | | 608 | | 434 | | 618 | | 710 |
| | メサライト | 411 | | 461 | | 619 | | 529 | | 605 | | 522 |
| | | 413 | 429 | 520 | 483 | 541 | 590 | 464 | 497 | 648 | 618 | 488 |
| | 462 | | 468 | | 610 | | 497 | | 594 | | 535 | |

表 7.13 コンクリート強度試験結果一覧表 (その2)

| 引 張 強 度 (kg/cm ²) | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|--------|------|------------|--------|---------------|------|--------|-------------------|------|-------------------|------|
| σ_3 | | | σ_1 | | σ_{ss} | | | せん断試験 a/d = 2 施行時 | | せん断試験 a/d = 3 施行時 | |
| | | | | | 蒸気養生せず | | | 材 令 | | 材 令 | |
| | | | | | | | | σ | | σ | |
| 種 | 天 | 41.0 | 48.8 | 46.1 | 64.1 | 56.7 | 49.8 | 51.8 | 44.5 | 46.2 | 46.8 |
| | | 37.8 | 43.0 | | 59.6 | | 49.6 | | 49.4 | 46.4 | 46.4 |
| | 然 | 37.5 | 46.5 | | 46.4 | | 55.9 | | 44.5 | | 43.0 |
| | アサノライト | 29.8 | 37.5 | | 41.8 | | 43.0 | | 36.6 | | 35.5 |
| | | 33.3 | 35.2 | 37.3 | 46.9 | 44.4 | 36.2 | 39.1 | 35.0 | 32.4 | 30.5 |
| | | 28.9 | 39.2 | (27.6) | | | 38.0 | | 25.5 | | 28.8 |
| | ライオナイト | 21.5 | 36.0 | | 35.9 | | 31.5 | | 28.7 | | 31.8 |
| | | 24.8 | 36.3 | 33.2 | 27.3 | 29.2 | 34.9 | 35.3 | 25.5 | 25.0 | 28.6 |
| | | 27.4 | 37.4 | | 24.3 | | 39.5 | | 20.7 | | 28.0 |
| 別 | メサライト | 30.4 | 37.7 | | 36.0 | | (19.5) | | 25.5 | | 24.8 |
| | | 39.5 | 39.4 | 38.6 | 30.7 | 34.6 | 37.3 | 34.3 | 23.9 | 26.5 | 43.0 |
| | | 32.4 | 38.6 | | 37.0 | | 31.2 | | 30.2 | | 25.5 |

表 7.1.13 コンクリート強度試験結果一覧表 (その3)

| 弾 性 係 数 (×10 ⁴ kg/cm ²) | | | | | | | | | | | | 曲げ引張強度 (kg/cm ²) | | | | |
|------------------------------------------------|---|-----------------|------|-----------------|------|-------|------|-----------------|-------|------|------|------------------------------|------|------|----------------|---|
| E _s | | E ₂₈ | | せん断試験 a/d=2 施行時 | | | | せん断試験 a/d=3 施行時 | | | | σ _{B₂₈} | | 長 期 | | |
| | | | | 材 令 | | E | | 材 令 | | E | | | | | | |
| | | | | 材 令 | E | 材 令 | E | 材 令 | E | 材 令 | E | 材 令 | E | 材 令 | σ _B | 期 |
| 種 | 天 | 33.0 | | 40.5 | | | 43.5 | | | | | 76.1 | | 68.7 | | |
| | | 34.3 | 34.0 | 44.5 | 42.5 | 147 日 | 44.2 | 44.0 | | | | 89.4 | 84.2 | 63.0 | 67.2 | |
| | | 34.6 | | 42.8 | | | 44.3 | | | | | 87.2 | | 70.0 | | |
| | | 17.2 | | 22.5 | | | 22.0 | | | 21.2 | | 58.6 | | 49.0 | | |
| | | 18.5 | 17.5 | 21.8 | 22.3 | 142 日 | 22.0 | 22.0 | 151 日 | 21.2 | 21.3 | 59.4 | 61.7 | 47.4 | 48.0 | |
| | | 16.8 | | 22.5 | | | 22.0 | | | 21.4 | | 67.1 | | 47.6 | | |
| 別 | | 20.4 | | 24.6 | | | 25.2 | | | 25.2 | | 67.0 | | 44.0 | | |
| | | 20.4 | 20.4 | 25.2 | 24.7 | 122 日 | 24.8 | 25.0 | 141 日 | 24.8 | 24.8 | 80.2 | 70.6 | 46.6 | 45.9 | |
| | | 20.5 | | 24.2 | | | 25.1 | | | 24.4 | | 64.6 | | 47.2 | | |
| | | 16.7 | | 20.4 | | | 22.0 | | | 21.5 | | 55.2 | | 41.4 | | |
| | | 16.8 | 16.6 | 20.2 | 20.3 | 125 日 | 22.0 | 22.0 | 136 日 | 22.0 | 21.9 | 47.0 | 51.1 | 41.9 | 42.9 | |
| | | 16.3 | | 20.2 | | | 22.1 | | | 22.3 | | 51.1 | | 45.3 | | |

2. 使用コンクリートの諸性質について

コンクリート打設時のまだ固まらないコンクリートの諸性質およびコンクリートの強度試験結果を表 7.12 および表 7.13 にそれぞれ示す。

コンクリートの練り混ぜには強制攪拌式ミキサーを用いたが、練り混ぜ直後のコンクリートの性質はいずれも配合設計条件を満足し、ワーカブルなコンクリートが得られ、打込み、仕上げなどにおいては従来の硬練りコンクリートとなんら異なる所がなかった。表 7.12 からわかるようにスランプはごく一部のバッチを除いて 1.0 ～ 3.0 cm の範囲にあり、軽量コンクリートの単位重量は普通コンクリートの 70 ～ 75 % 程度であり、またコンクリート温度は若干低い打設後直ちに蒸気養生を行なったので温度による影響はないものと考えられる。強度は各コンクリートとも材令 3 日すなわちプレストレス導入時に 350 kg/cm² を越す強度が得られ、曲げ破壊試験時（材令 28 日）には普通コンクリートで 700 kg/cm² 以上、軽量コンクリートにおいても 600 kg/cm² の圧縮強度が得られた。また軽量コンクリートの弾性係数は普通コンクリートの 50 ～ 60 % でそのうちでも非造粒型人工軽量骨材を用いたコンクリートの弾性係数が造粒型よりも相当小さいことが確認された。なお蒸気養生の強度におよぼす影響は全般的にみて普通コンクリートよりも軽量コンクリート、引張強度よりも圧縮強度において著しく、圧縮強度においては蒸気養生を施した方が、引張強度においては標準養生の方が強度が高く現われる傾向を示すことが推定された。

3. プレストレス導入時における桁の挙動

(1) 桁長の変化

桁長の変化量測定位置における各応力度は次式によって計算される。

プレストレスによる応力度（但し P_t は導入時の損失量を差し引いた値）

$$\sigma_{PU} = \frac{P_t}{A_c} - \frac{M_{Pt}}{I} y_U \quad (7.27)$$

$$\sigma_{PL} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_{Pt}}{I} y_L \quad (7.28)$$

自重による応力度

$$\sigma_{dU} = \frac{M_d}{I} y_U \quad (7.29)$$

$$\sigma_{dL} = \frac{M_d}{I} y_L \quad (7.30)$$

従って桁長の変化量は次式で求められる。

$$\Delta \ell_U = \ell / E_c (\sigma_{PU} + \sigma_{dU}) \quad (7.31)$$

$$\Delta \ell_L = \ell / E_c (\sigma_{PL} + \sigma_{dL}) \quad (7.32)$$

表 7.14 プレストレス導入時の桁長の変化

| コンクリートの種類 | コンクリートの弾性係数 E_c (kg/cm^2) | 桁の単位長さ当りの重量 ω (t/m) | 応 力 度 (kg/cm^2) | | | 桁長の 変化量 (cm) | 実測値 (cm) |
|-----------|----------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|---------------------------|--------------------|-------------|
| | | | プレストレス (kg/cm^2) | 桁自重 応力度 (kg/cm^2) | 計 (kg/cm^2) | | |
| N | 340,000 | 0.355 | 7.9 | 14.8 | 21.7 | 0.05 | 0.03 |
| | | | 188.2 | - 19.7 | 168.5 | 0.40 | 0.50 |
| A | 175,000 | 0.268 | 7.3 | 11.2 | 18.5 | 0.09 | 0.07 |
| | | | 174.0 | - 14.9 | 159.1 | 0.73 | 0.84 |
| L | 204,000 | 0.266 | 7.5 | 11.1 | 18.6 | 0.07 | 0.05 |
| | | | 178.2 | - 14.8 | 163.4 | 0.64 | 0.64 |
| M | 166,000 | 0.245 | 7.1 | 10.2 | 17.3 | 0.08 | 0.07 |
| | | | 172.3 | - 13.6 | 158.7 | 0.77 | 0.82 |

式 (7.31) および (7.32) による桁長変化量の計算値および実測値を表 7.14 に示す。以下表 7.14 について若干の考察を加える。プレストレスおよび自重による応力度は自重の小さい軽量コンクリートを用いた方が当然下縁の応力度は大きく上縁では小さくなるがその差は非常に小さく、下縁でわずかる程度大きくなるに過ぎない。従って PC 桁長の変化に最も大きい影響をおよぼす要因はコンクリートの弾性係数であって、桁長の変化は弾性係数の逆数に比例して大きくなる。値の大きい下縁の変化について考えると計算値と実測値は比較的よく合致している。また普通コンクリート桁長変化を基準として考えると、

計算値ではアサノライトで約 1.8 倍，ライオナイトで 1.6 倍，メサライトで 1.9 倍の変化量となるが，実測値ではアサノライト：約 1.7 倍，ライオナイト：1.3 倍，メサライト：1.6 倍の変化量を示すに過ぎない。これらを総合すると標準供試体による弾性係数は普通およびアサノライトコンクリートで若干大きく，ライオナイトおよびメサライトコンクリートで小さく測定されたためと考えられる。以上の結果より軽量コンクリートのプレストレス導入時の桁長変化はコンクリートの弾性係数の逆数に比例して大きくなり，プレストレスの大きい下縁断面について考えると普通コンクリートの 1.5～2.0 倍にもなることが予想されるので実際の桁を設計する際にはこの事実を十分考慮しておく必要がある。

(2) そ り

プレストレス導入直後の桁のそりは次式によって計算される。

プレストレスによるそり

$$\delta_p = \frac{M_p \ell^2}{8 E_c I} \quad (7.3.3)$$

自重によるたわみ

$$\delta_d = \frac{5 \omega \ell^4}{384 E_c I} \quad (7.3.4)$$

従って合成たわみは次式のようになる。

$$\delta = \delta_p + \delta_d \quad \begin{array}{ll} > 0 & \text{たわみ} \\ < 0 & \text{そり} \end{array} \quad (7.3.5)$$

表 7.15 にプレストレス導入時における桁の合成たわみの計算値および実測値を示す。計算および測定結果とも桁はそりを呈するが，実測値と計算値との差は非常に小さく，その差は 10 % 以内である。前述した桁長の変化において弾性係数の小さい軽量コンクリートの方が大きい変化量を示したが，そりにおいても同様に軽量コンクリートの方が大きく，普通コンクリートの 1.5～2.3 倍のそりを示すことがわかる。この場合プレストレスによる桁のそりが支配的であるので，軽量 PC 桁の設計においてそりが問題となるときは過大なプレストレスの導入を避け，断面をあまり小さくしないなどの考慮を払ってそりをできるだけ小さくするように努めなければならないと考えられる。

表 7.15 プレストレス導入時の桁のそり

| コンクリートの種類 | コンクリートの弾性係数 E_c (kg/cm ²) | 桁の単位長さ当りの重量 ω (t/m) | プレストレスによるたわみ δ_p (cm) | 桁自重によるたわみ δ_{d_0} (cm) | 合計 $\delta_p + \delta_{d_0}$ (cm) | 実測値 (cm) |
|-----------|-----------------------------------------|----------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------|
| N | 340,000 | 0.355 | - 0.94 | 0.15 | - 0.79 | - 0.9 |
| A | 175,000 | 0.268 | - 1.69 | 0.22 | - 1.47 | - 1.43 |
| L | 204,000 | 0.266 | - 1.49 | 0.19 | - 1.30 | - 1.42 |
| M | 166,000 | 0.245 | - 1.77 | 0.21 | - 1.56 | - 1.87 |

(3) PC鋼線の定着長

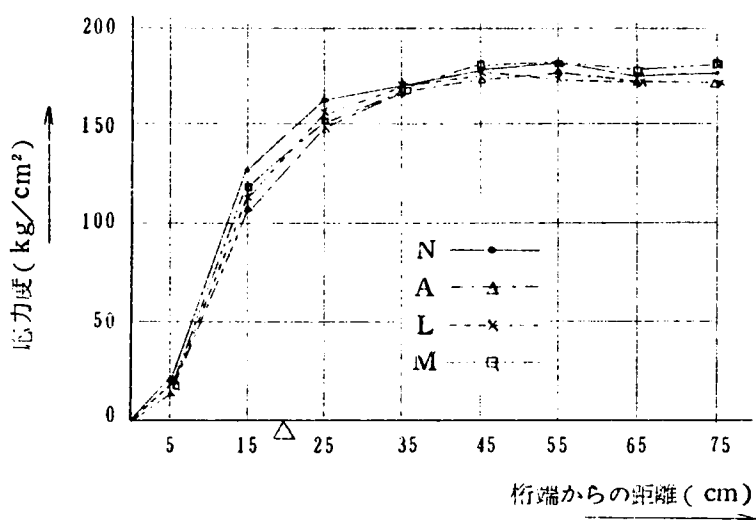


図 7.19 PC鋼線の定着長 (下縁より 50 cm)

ひずみの測定は普通コンクリート：2面，軽量コンクリート：4面について行なったが，結果はそれらを平均して図 7.19，7.20 に示す。桁の軸方向のひずみからプレストレス力 σ_{p_0} は次式によって求められる。

$$\sigma_{p_0} = \varepsilon E_c A_c \quad (7.36)$$

ここで σ_{p0} はプレストレス導入による応力度（試験では下縁より5 cmおよび18 cm）、 ε はコンクリートの測定ひずみ（下縁より5 cmおよび18 cmの位置における）、 E_c および A_c はそれぞれコンクリートの弾性係数および換算断面積である。図7.19, 7.20は下縁から5 cmおよび18 cmにおける σ_{p0} の分布を示したもので、材端から σ_{p0} の最大値となる点までの距離を定着長と考えると、定着長はコンクリートの種類によってほとんど変わらず、約45 cmと考えるてもよい。一般にPC鋼材の定着長に影響を与える因子として考えられるものには、鋼材の寸法、形状、さびの程度、コンクリート強度、コンクリートの断面、導入プレストレスの大きさ、コンクリートの種類などがあるが、本試験においては、鋼材の状態、コンクリート断面、導入プレストレスはすべて一定と考えられる。またコンクリート強度も定着長にほとんど影響をおよぼさないことが実験によって確かめられている¹⁶⁾¹⁷⁾ので、PC桁に人工軽量骨材を用いてもPC鋼材の定着長は全く変わらないと結論してよい。

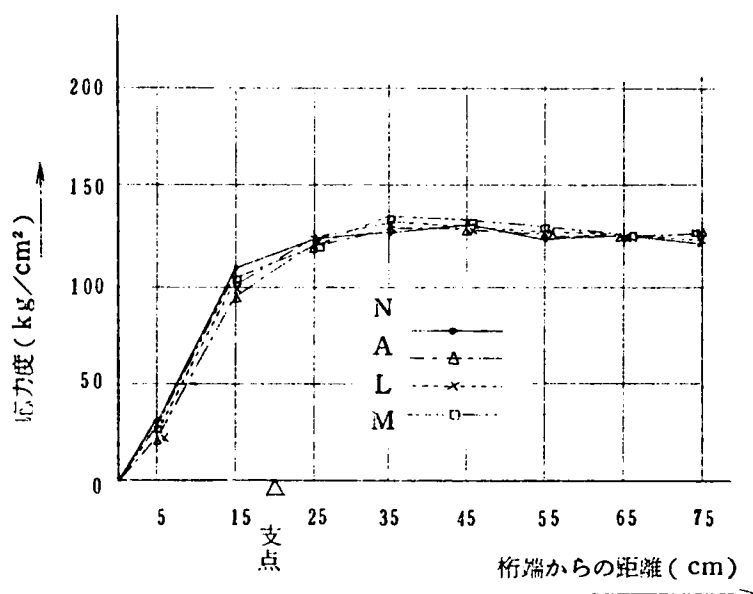


図7.20 PC鋼線の定着長（下縁より180 mm）

(4) プレストレス導入時における桁の応力度

桁端部においてはPC鋼線の定着長（約45 cm）だけ隔った点より所要のプレストレスが導入されているので、支点断面ではプレストレスの減少を考慮しなければならない。

図7.21 プレストレス導入直後の応力変分布状況



従って支点断面の応力度は PC 鋼線の定着長を考慮しない場合とする場合について計算し、実測値を比較することにした。プレストレス導入後の応力度の分布状況を図 7.21～7.22 に示す。これらより全ての桁において所定のプレストレスが導入され、その応力度は支点断面で約 160 kg/cm^2 、材端から 45 cm 以遠の桁断面においては 200 kg/cm^2 である。また支点断面における応力度の計算には定着長を考慮しなければならないこともわかる。

4. PC 桁の曲げ載荷試験

PC 桁の曲げ載荷方法は JIS 規定に基づき図 7.16 に示した装置を用い、また荷重は容量 500 ton の load cell を用いて確認した。載荷試験時における各種測定の方法（ひずみ、たわみ、ひびわれ進行状況）および載荷段階については 2 節の試験項目および試験方法で述べた通りである。以下これら試験結果に対する若干の考察を行なう。

(1) 初ひびわれおよび再ひびわれ荷重について

PC 鋼線の有効引張応力 σ_{pe} は初期引張応力を σ_{pt} として式で与えられる。

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma\varphi) \quad (7.37)$$

ここで $\Delta\sigma_r$: PC 鋼線のレラクセーションによる損失

$\Delta\sigma_e$: 導入時コンクリートの弾性変形による損失

$\Delta\sigma\varphi$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による損失

σ_{pe} : PC 鋼線の有効引張応力

σ_{pt} : PC 鋼線の初期引張応力

いま PC 鋼線のレラクセーションはプレストレス導入時までに 3 %、載荷試験当日（材令 28 日）までには全部（5 %）完了していると仮定すると、 $\Delta\sigma_r$ はつぎのようになる。

プレストレス導入時までのレラクセーションによる損失

$$\Delta\sigma_r = \sigma_{pt} \times 0.03 = 3.6 \text{ kg/mm}^2$$

載荷時までのレラクセーションによる損失

$$\Delta\sigma_r = \sigma_{pt} \times 0.05 = 6.0 \text{ kg/mm}^2$$

つぎに各コンクリートの弾性係数として導入時実測弾性係数を用いると、導入時コンクリートの弾性変形による損失 $\Delta\sigma_e$ は次のようになる。

$$\Delta\sigma_e = n\sigma_{cpt} \quad (7.38)$$

$$\sigma_{cpt} = \sigma_{ct} \left(1 - \frac{y_e}{h} \right) (1 - \alpha_r) \quad (7.39)$$

ここで、

- n : ヤング係数比
- σ_{cpt} : 鋼線図心位置応力度
- σ_{ct} : $\sigma_{pt} = 120 \text{ kg/mm}^2$ に対する下縁応力度
- h : 桁高
- y_e : 桁下縁よりPC鋼線図心位置までの距離
- α_r : PC鋼線のレラクセーション

従って $\Delta\sigma_e$ は次のようになる。

表 7.16 弾性変形による損失

| コンクリートの種類 | σ_{cpt} (kg/cm^2) | 導入時実測 弾性係数 E_c (kg/cm^2) | $n = E_p/E_c$ | $\Delta\sigma_e$ (kg/mm^2) |
|-----------|----------------------------------------|------------------------------------------------|---------------|------------------------------------------|
| N | 147 | 340,000 | 5.88 | 8.7 |
| A | 147 | 175,000 | 11.43 | 16.8 |
| L | 147 | 204,000 | 9.80 | 14.4 |
| M | 147 | 166,000 | 12.05 | 17.7 |

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による損失は、最終クリープ係数 $\phi = 1.5$ (軽量)、 $\phi = 2.0$ (普通) とし、載荷時 (材令 28 日) において普通コンクリートはそれらの $2/5$ 、軽量コンクリートはそれらの $1/3$ が経過しているものと仮定し、また乾燥収縮はいずれのコンクリートにおいてもその $1/3$ が経過していると仮定し、さらにヤング係数比 n の計算には材令 28 日実測弾性係数を用いて次式から計算した。

$$\Delta\sigma_{\varphi} = \frac{n\varphi_t \sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{st}}{1 + \frac{n\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi_t}{2}\right)} \quad (7.40)$$

ここで、 n : ヤング係数比

φ_t : 材令 t におけるクリープ係数

σ_{cp} : 自重を考慮した鋼線図心位置の応力度

E_p : PC鋼線の静弾性係数

ε_{st} : 材令 t における乾燥収縮度

σ_{cpt} : 鋼線同心位置における応力度

σ_{pt} : PC鋼線の初期張力

表 7.17 クリープ，収縮による損失

| コンクリートの種別 | 材令 28 日 実測弾性係数 E_c (kg/cm^2) | $n = \frac{E_p}{E_c}$ | 自重による鋼線図心 応力度 σ_{cpt} (kg/cm^2) | $\sigma_{cp} = \sigma_{cpt} + \sigma_{\sigma p}$ (kg/cm^2) | $1 + \frac{n\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi_t}{2}\right)$ | $n\varphi_t \sigma_{cp}$ | $E_p \varepsilon_{st}$ (kg/mm^2) | $\Delta\sigma_{\varphi}$ (kg/mm^2) |
|-----------|----------------------------------------------------|-----------------------|------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| N | 425,000 | 4.71 | - 9.7 | 137.3 | 1.087 | 259 | 133 | 3.7 |
| A | 223,000 | 8.97 | - 7.3 | 139.7 | 1.151 | 835 | 133 | 8.4 |
| L | 247,000 | 8.10 | - 7.3 | 139.7 | 1.136 | 755 | 133 | 7.8 |
| M | 203,000 | 9.85 | - 6.7 | 140.3 | 1.166 | 923 | 133 | 9.1 |

従って有効張力ならびに有効係数は次表のようになる。

表 7.18 PC鋼線の有効張力および有効係数

| コンクリートの種別 | σ_{pt} (kg/mm^2) | $\Delta\sigma_r$ (kg/mm^2) | $\Delta\sigma_e$ (kg/mm^2) | $\Delta\sigma_{\varphi}$ (kg/mm^2) | $\Delta\sigma_{\varphi\infty}$ (kg/mm^2) | σ_{pet} (kg/mm^2) | $\sigma_{pe\infty}$ (kg/mm^2) | η_t | $\eta_{t\rightarrow\infty}$ |
|-----------|---------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------------------|----------|-----------------------------|
| N | 120 | 6.0 | 8.7 | 3.7 | 15.1 | 101.6 | 91.9 | 0.85 | 0.77 |
| A | 120 | 6.0 | 16.8 | 8.4 | 17.0 | 88.8 | 83.6 | 0.74 | 0.70 |
| L | 120 | 6.0 | 14.4 | 7.8 | 16.7 | 91.8 | 86.2 | 0.77 | 0.72 |
| M | 120 | 6.0 | 17.7 | 9.1 | 18.8 | 87.2 | 80.5 | 0.73 | 0.67 |

〔注〕 η_{∞} の計算では、軽量コンクリートの $\varphi_{\infty} = 1.5$ ，普通コンクリートの $\varphi_{\infty} = 2.0$ ， $\epsilon_{st} = 2.0 \times 10^{-4}$ ， $E_N = 45 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ， $E_A = 25 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ， $E_L = 27.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ， $E_M = 23.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ， η_t の計算では、軽量コンクリート $\varphi_t = \frac{2}{3} \varphi_{\infty}$ ，普通コンクリート， $\varphi_t = \frac{2}{5} \varphi_{\infty}$ ， $\epsilon_{st} = \frac{1}{3} \epsilon_s$ （軽量，普通とも）とそれぞれ仮定した。

試験当日における桁下縁応力度は自重を考慮すると次表のようになる。

表 7.19 桁 下 縁 応 力 度

| コンクリートの 種 別 | σ_{ct} (kg/cm ²) | $\sigma_{ce} = \eta \sigma_{ct}$ (kg/cm ²) | $\sigma_{\alpha d}$ (kg/cm ²) | $\Sigma \sigma_e = \sigma_{ce} + \sigma_{\alpha d}$ (kg/cm ²) |
|----------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| N | 222.9 | 189.5 | -22.0 | 167.5 |
| A | 222.9 | 165.0 | -16.6 | 148.4 |
| L | 222.9 | 170.4 | -16.5 | 153.9 |
| M | 222.9 | 162.0 | -15.2 | 146.8 |

つぎに実測ひびわれ荷重から計算した実測ひびわれモーメントと弾性理論による計算ひびわれモーメントを比較すると次表の通りとなる。

表 7.20 実測および計算ひびわれモーメント

| コンクリートの種類 | 実測ひびわれ荷重 (ton) | 実測ひびわれモーメント M_{cr} (t.m) | 計算桁下縁応力度 $\Sigma \sigma_e + \sigma_B$ (kg/cm ²) | 計算ひびわれモーメント $M_{cr'}$ (t.m) | $\frac{M_{cr}}{M_{cr'}}$ |
|-----------|---------------------|----------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| N | 18.0 (18.0) | 31.5 (31.5) | 251.7 | 32.5 | 0.97(0.97) |
| A | 15.0 (14.5) 14.0 | 26.3 (25.4) 24.5 | 210.1 | 27.1 | $\frac{0.97}{0.90}$ (0.94) |
| L | 15.0 (15.5) 16.0 | 26.3 (27.2) 28.0 | 224.5 | 28.9 | $\frac{0.91}{0.97}$ (0.95) |
| M | 14.0 (14.0) 14.0 | 24.5 (24.5) 24.5 | 197.9 | 25.5 | $\frac{0.96}{0.96}$ (0.96) |

実測再びわれ荷重から計算した有効張力および有効係数と計算有効張力および有効係数は次表の通りとなる。

表 7.2 1 実測再びわれ荷重から求めた PC 鋼線の有効係数

| コンクリートの種類 | 実測再びわれ荷重 (ton) | 実測再びわれ荷重から計算した下縁応力 (kg/cm ²) | 自重を考慮した実測下縁応力 (kg/cm ²) | 実測有効係数 η' | 計算有効係数 η | η'/η |
|-----------|---------------------|---------------------------------------------|----------------------------------------|---------------------|------------------|--------------|
| N | 14.5 (14.5) | 196 (196) | 218 (218) | 0.98 (0.98) | 0.85 | 1.15 |
| A | 12.0 12.0 (12.0) | 162.8 162.8 (162.8) | 179.4 179.4 (179.4) | 0.81 0.81 (0.81) | 0.74 | 1.09 |
| L | 12.0 13.0 (12.5) | 162.8 177.5 (170.2) | 179.4 194.0 (186.7) | 0.81 0.87 (0.84) | 0.77 | 1.09 |
| M | 12.0 11.0 (11.5) | 162.8 149.6 (155.9) | 178.0 164.8 (171.1) | 0.80 0.74 (0.77) | 0.73 | 1.05 |

初再びわれ実測荷重から求めた実測再びわれモーメントと計算再びわれモーメントを比較すると、コンクリートの種類にかかわらず計算値の方が大きく、その比は約 0.95 である。これは計算再びわれモーメントの算定においては桁下縁曲げ引張応力度に曲げ試験供試体による曲げ強度をそのまま加算したいわゆる弾性理論による計算値を用いていること、および有効プレストレスがやや大き目に算定されたことなどによるものと予想されるが、測定誤差を考慮すればこの程度の差は許容してもよいと考えられる。従って本試験の範囲内においては軽量 PC 桁の再びわれ荷重は使用骨材の種類、コンクリート強度などによって若干異なるが、普通コンクリートの場合の 75～85 % に相当し、骨材別では造粒型骨材の方が非造粒型骨材の場合よりもやや再びわれ荷重が大きいようである。

一方再びわれ荷重から計算した有効係数はいずれのコンクリートにおいても計算で求めた有効係数よりもはるかに大きい値となっている。この原因として考えられることは、再びわれの発見が遅れたこと、および最初に曲げ再びわれ荷重まで載荷して曲げ再びわれを発生させた場合に再びわれの深さが浅く、PC 鋼線とコンクリートとの付着がまだ十分な状態であったため再びわれの開口が押えられ、桁の中立軸以下の断面に曲げ引張応度が若干残留していたためと考えられる。このことは軽量コンクリートよりも付着強度が若

干大きくかつ曲げひびわれの進展が遅い、換言すればひびわれ発生以後の塑性変形の大きい普通コンクリート桁の有効係数が大きく現れることによっても或程度裏付けることができる。従って再びひびわれ荷重から有効プレストレスの大きさを推定する場合には、PC鋼線とコンクリートとの付着がある程度阻害されるまで（例えば鋼線図心付近までひびわれを入れる）の超過応力を作用させて初ひびわれを発生させ、除荷した後ひびわれ開口部を跨いでひずみ計を貼布し、再載荷時のひずみ曲線の折り曲り点を再びひびわれ荷重とするなどの試験技術を改良するとともにコンクリートの塑性変形、付着強度などを考慮した実験式を確立する必要があると考えられる。

再びひびわれ荷重および計算から求めた有効係数の両者を併せ考えると、曲げ試験時における軽量コンクリートのプレストレスの減退は、普通コンクリートよりも約15%大きく、有効プレストレスで考えると約75%程度となると推定される。これは軽量コンクリートの弾性変形およびヤング係数比 n が大きいこと、およびクリープの速度が速いことなどに起因するものと考えられる。従って軽量コンクリートの長期材令におけるクリープ、乾燥収縮は普通コンクリートとほぼ等しいかあるいは小さいと仮定しても軽量コンクリートの有効係数は小さく、有効プレストレスの大きさは弾性変形とヤング係数比の大きさに著しく影響されることがわかる。

(2) 曲げ破壊モーメント

曲げ破壊モーメントの算定に当っては図7.6のように圧縮側コンクリートの応力分布を矩形と仮定すると力の釣り合い条件から次のようになる。

$$C = b \cdot x \cdot \sigma_c \quad (7.41)$$

$$T = A_p \sigma_p \quad (7.42)$$

$$C = T \quad \text{より} \quad x = k d = \frac{A_p \sigma_p}{b \sigma_c}$$

（但し σ_c ：試験時のコンクリートの圧縮強度）

従って曲げ破壊モーメント M_u は

$$M_u = A_p \sigma_p \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (7.43)$$

本試験ではPC鋼材が降伏する前に圧縮側コンクリートがその最大ひずみに達して桁が

破壊したと考えられるので、このときコンクリートの圧縮破壊ひずみを ϵ_c とすればPC鋼材のひずみは次のようになる。

$$\epsilon_p = \frac{d-x}{x} \epsilon_c \quad (7.44)$$

一般にPC鋼材の応力～ひずみ曲線は破壊近傍では直線でないで、弾性係数を一定とみなすことはできない。この場合の曲げ破壊モーメントの算定には次に述べる順序による図式的方法によるのが便利である。

- (A) 破壊時の中立軸 x を任意に仮定して式(7.44)からPC鋼材のひずみ ϵ_p を求め、PC鋼材の有効プレストレスによるひずみを加算する。

$$\Sigma \epsilon = \epsilon_p + \epsilon_{pe}$$

- (B) PC鋼材の応力は、応力～ひずみ曲線から $T = A_p \sigma_p$ で求める。

- (C) コンクリートの圧縮応力は $C = b \cdot x \cdot \sigma_c$ で求める。

- (D) 中立軸位置 x を種々に変化させた場合の C 、 T 曲線を描き、図上で $C = T$ が成立する x を求め、破壊時の中立軸位置とする。

- (E) 曲げ破壊モーメントは $M_u = A_p \sigma_p (d - \frac{x}{2})$ で求める。

ここでは試験結果を参照して破壊時圧縮最大ひずみを $\epsilon_c = 3000 \times 10^{-6}$ および $\epsilon_c = 3500 \times 10^{-6}$ と仮定して、上述した図式的方法で x および M_u を求めた。計算結果を表7.22、図7.23に示す。

破壊時の中立軸位置 x は図7.23および表7.22より普通コンクリートの方が実測圧縮強度が大きいので軽量コンクリートよりも小さくなり、また破壊時コンクリートの最大圧縮ひずみの値によってはほとんど影響されないことがわかる。つぎに実測曲げモーメントとこれら計算値を比較すると、骨材Ⅲを用いた場合を除き、両者は非常によく合致している。骨材Ⅲの場合、計算値の仮定が誤っていることは、他の骨材の場合によく合致していることからして考えられず、実測破壊荷重が若干小さく現われたためと考えられる。曲げ破壊モーメントを骨材の種類別に比較すると、骨材A、Lは普通に対し0.98とわずかに低く、骨材Ⅲは普通の0.93となっている。

表7.23は初ひびわれ荷重から破壊荷重に達するまでの耐荷率を骨材別に求めたものであるが、これらから軽量PC桁の方が普通PC桁よりも、軽量骨材別では造粒型骨材よりも非造粒型骨材の方が若干ひびわれ発生から破壊に至るまでの余裕が大きいことがわかる。

表 7.2.2 破壊時の中立軸の

| コンクリート の 種 別 | x | C=xbs _{2s} (ton) | ϵ_p | | $\epsilon_p + \epsilon_{pe}$ | |
|--------------------|----|------------------------------|---------------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| | | | $\epsilon_c=0.003$ (%) | $\epsilon_c=0.0035$ (%) | $\epsilon_c=0.003$ (%) | $\epsilon_c=0.0035$ (%) |
| N | 5 | 194 | 1.740 | 2.030 | 2.253 | 2.543 |
| | 10 | 388 | 0.720 | 0.840 | 1.233 | 1.353 |
| | 15 | 582 | 0.381 | 0.435 | 0.894 | 0.948 |
| | 20 | 776 | 0.210 | 0.245 | 0.723 | 0.758 |
| | 25 | 970 | 0.098 | 0.126 | 0.611 | 0.639 |
| A | 5 | 160 | 1.740 | 2.030 | 2.206 | 2.496 |
| | 10 | 320 | 0.720 | 0.840 | 1.186 | 1.306 |
| | 15 | 480 | 0.381 | 0.435 | 0.847 | 0.901 |
| | 20 | 640 | 0.210 | 0.245 | 0.676 | 0.711 |
| | 25 | 800 | 0.098 | 0.126 | 0.564 | 0.592 |
| L | 5 | 157 | 1.740 | 2.030 | 2.219 | 2.509 |
| | 10 | 313 | 0.720 | 0.840 | 1.199 | 1.319 |
| | 15 | 470 | 0.381 | 0.435 | 0.860 | 0.914 |
| | 20 | 626 | 0.210 | 0.245 | 0.689 | 0.724 |
| | 25 | 783 | 0.098 | 0.126 | 0.577 | 0.605 |
| M | 5 | 148 | 1.740 | 2.030 | 2.199 | 2.489 |
| | 10 | 295 | 0.720 | 0.840 | 1.179 | 1.299 |
| | 15 | 443 | 0.381 | 0.435 | 0.840 | 0.894 |
| | 20 | 590 | 0.210 | 0.245 | 0.669 | 0.704 |
| | 25 | 738 | 0.098 | 0.126 | 0.557 | 0.585 |

位置およびモーメント

| T | | C = Tにお ける x (cm) | $d - \frac{x}{2}$ (cm) | M_u' 計 算 値 (t-m) | M_u 実 測 値 (t-m) | M_u / M_u' |
|-----------------|-----------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------|
| 0.0030 (ton) | 0.0035 (ton) | | | | | |
| 194 | 196 | 5.5 | 31.25 | 60.0 | 60.4 | 1.01 |
| 174 | 178 | | | | | |
| 150 | 157 | | | | | |
| 128 | 134 | | | | | |
| 193 | 195 | 6.5 | 30.75 | 58.6 | 57.0 | 0.97 |
| 168 | 175 | | | | 60.5 | 1.03 |
| 142 | 149 | | | | (58.8) | (1.00) |
| 118 | 124 | | | | | |
| 193 | 196 | 6.5 | 30.75 | 58.6 | 58.8 | 1.00 |
| 171 | 177 | | | | 58.5 | 1.00 |
| 145 | 151 | | | | (58.7) | (1.00) |
| 121 | 127 | | | | | |
| 193 | 195 | 7.0 | 30.50 | 58.2 | 53.7 | 0.92 |
| 169 | 175 | | | | 55.3 | 0.95 |
| 141 | 147 | | | | (54.5) | (0.94) |
| 117 | 123 | | | | | |

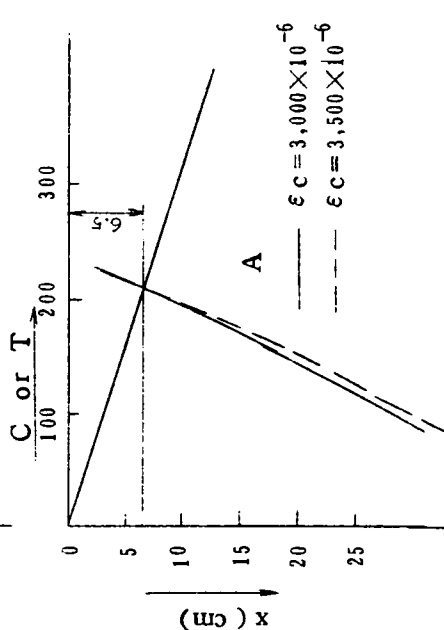
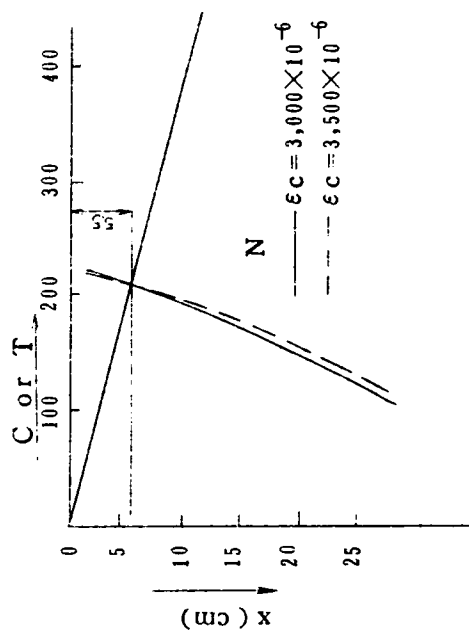
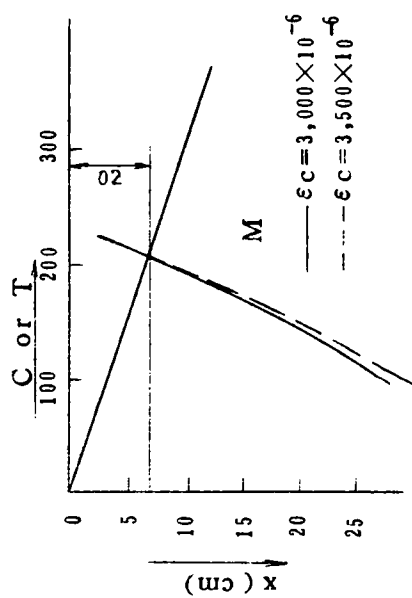
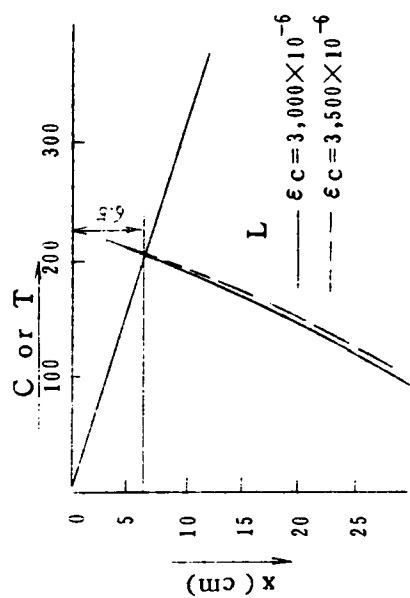


图 7.2.3

観察した範囲における破壊の形状は、全般的に普通コンクリートでは圧縮部コンクリートの圧潰、軽量コンクリートではせん断圧縮破壊の傾向を示していた（図 7.24～図 7.26）。すなわち軽量コンクリートにおいては最初曲げによるひびわれが発生し、荷重が増加するに従って曲げひびわれの数と幅が増大し、さらに斜引張によるひびわれも発生する。破壊時には桁上縁コンクリートが最大圧縮ひずみに達して圧潰すると同時に斜めひびわれに沿って破壊すると推定される。なお斜破壊の様相は非造粒型骨材の方が若干顕著であったが、このことについてはせん断試験の項で詳述する。

表 7.23 ひびわれ荷重と破壊荷重

| コンクリートの 種 別 | 初ひびわれ 荷重 P_c (ton) | 曲げ破壊荷重 P_u (ton) | $\frac{P_u - P_c}{P_u}$ |
|----------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|
| N | 18.5 | 34.5 | 0.47 |
| A | 14.5 | 33.6 | 0.57 |
| L | 15.5 | 33.5 | 0.54 |
| M | 13.5 | 31.1 | 0.57 |

(3) 曲 げ 剛 性

曲げ剛性はスパン中央部のコンクリート圧縮縁および引張縁のひずみから次式を用いて求めた。

$$\varphi = \frac{|\epsilon_c| + |\epsilon_t|}{d} = \frac{M}{K} \quad (7.45)$$

これより

$$K = \frac{dM}{|\epsilon_t| + |\epsilon_c|} \quad (7.46)$$

ここで

- φ : 断面の回転角
- ϵ_c : 圧縮縁ひずみ
- ϵ_t : 引張縁ひずみ
- d : はりの有効高さ
- M : スパン中央部の曲げモーメント
- K : 曲げ剛性

N-3

破壊荷重 34.5 ton

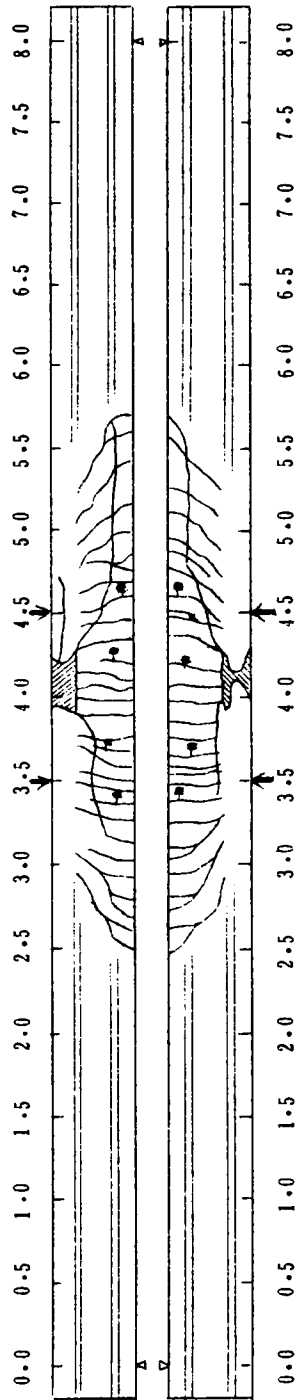


図7.24 ひびわれ発生状況図

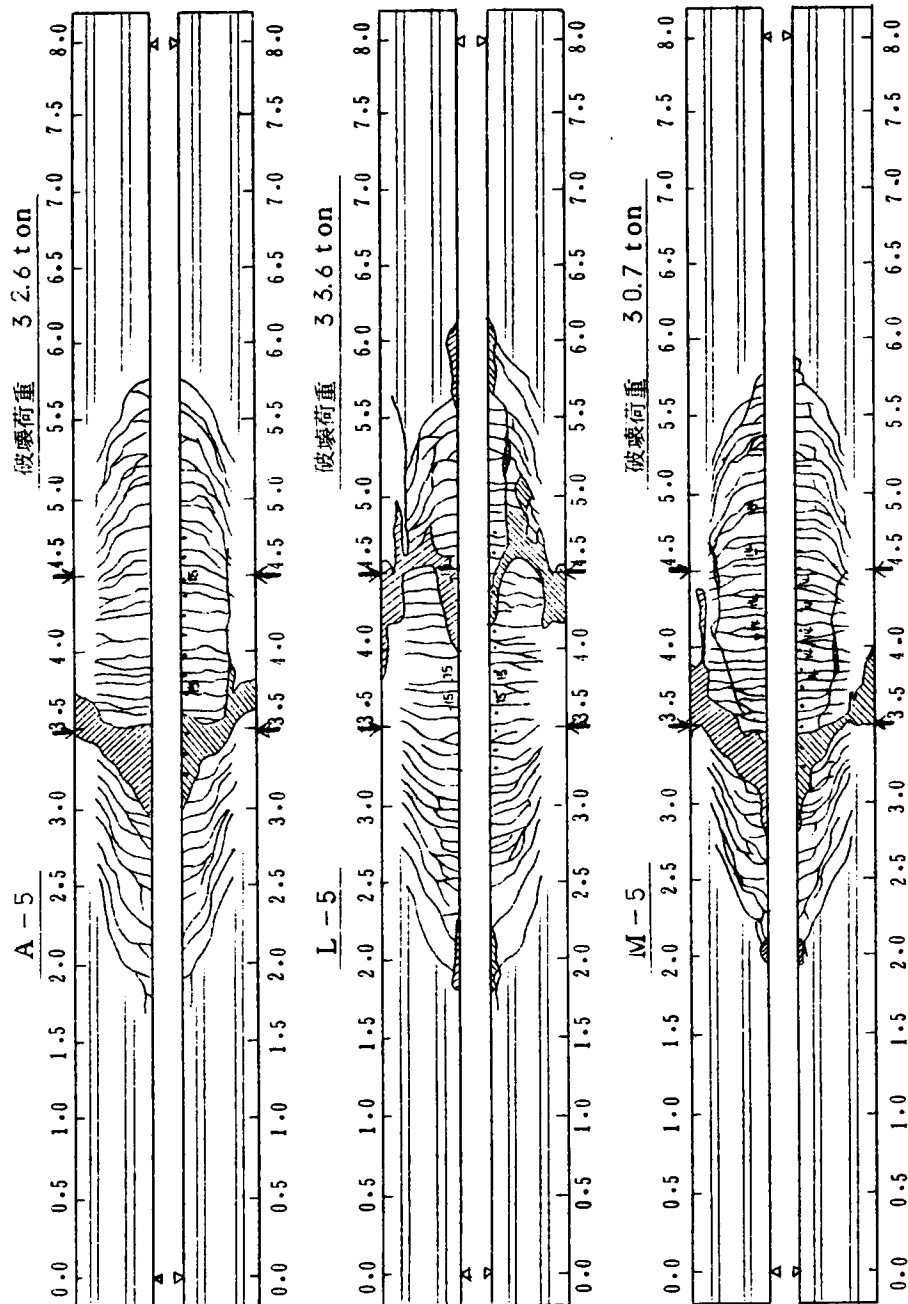


図7.25 ひわれ発生状況図

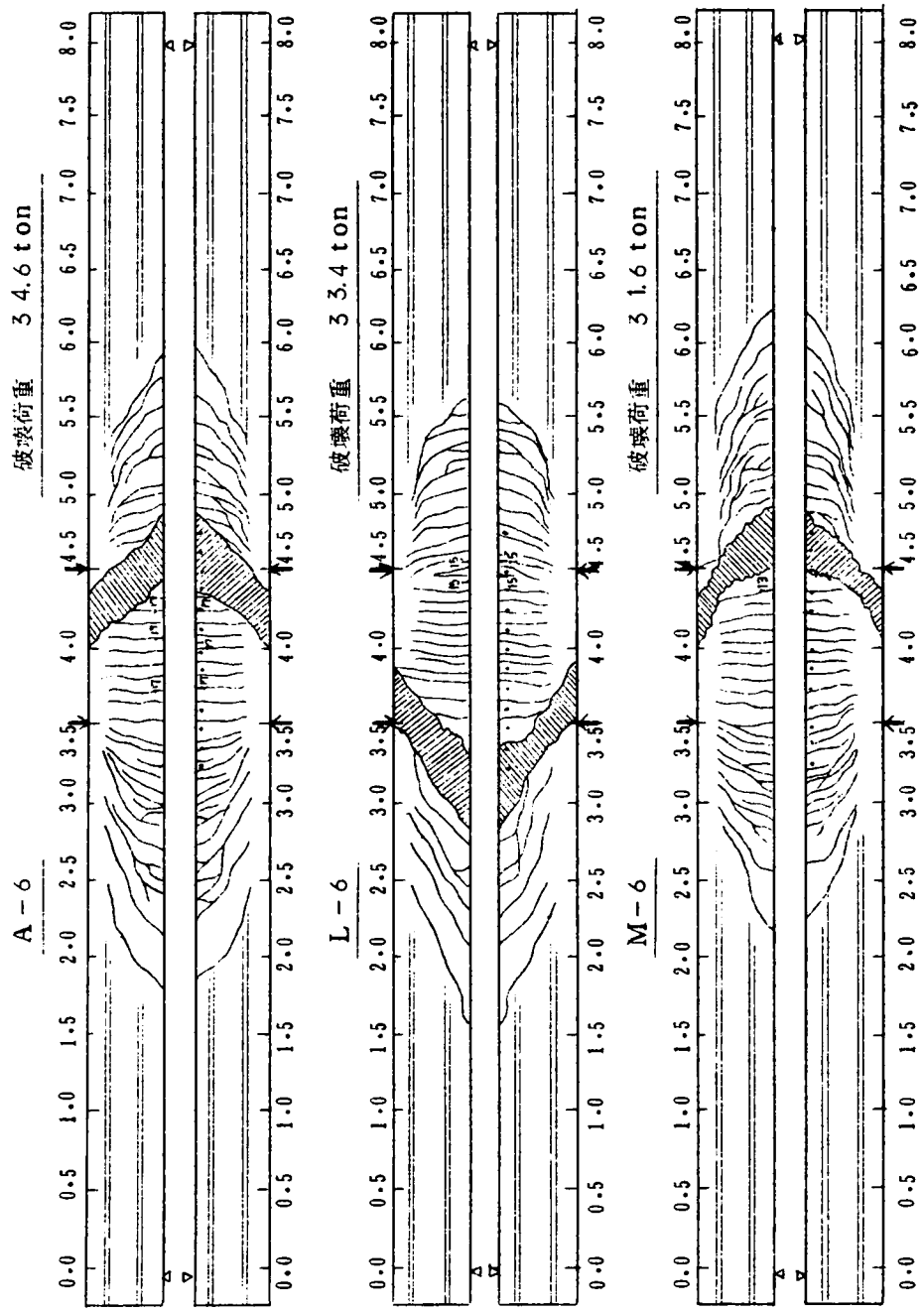


図7.26 ひびわれ発生状況図

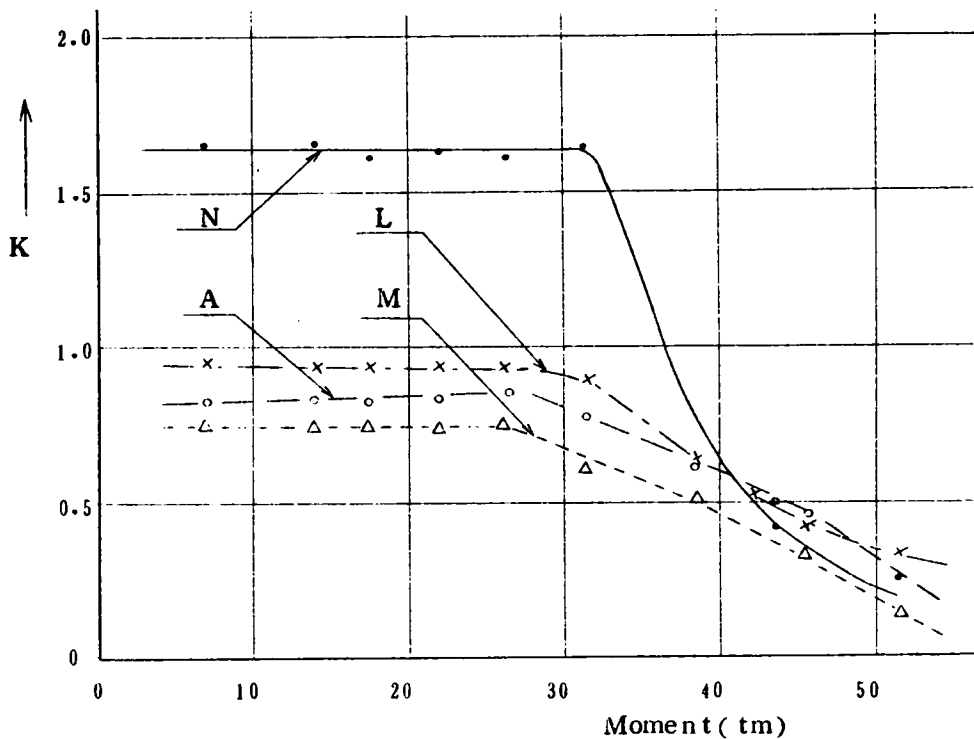


図 7.2.7 曲げモーメントと曲げ剛性

各PC桁と曲げ剛性との関係を図 7.2.7 に示すが、この図から次のことがわかる。いずれのコンクリートにおいても引張側コンクリートに塑性変形が生じ、ひびわれが発生すると曲げ剛性が急激に低下する。ひびわれ発生以前では普通コンクリート桁の曲げ剛性は軽量コンクリート桁に比して相当大きい、ひびわれ発生後の曲げ剛性の低下率は普通コンクリートの方が大きく、低下後はコンクリートの種類にかかわらずほぼ等しい値となる。軽量骨材の種類別に考えると、ひびわれ発生前の状態では造粒型 L の曲げ剛性が最も大きく、以下非造粒型 A、M の順に小さくなるが、ひびわれ発生後では、L と A はほぼ等しく、また普通コンクリート N の値とほぼ等しくなって破壊に至る。

(4) た わ み

本試験においてスパンの $1/2$ および $1/4$ の位置で測定されたたわみは支点沈下の影響を除いたものである。表 7.2.4 には JIS 規定のひびわれ荷重 (1 2.6 ton) における

実測たわみおよび計算たわみを示す。表 7.24 よりスパン 1/2 点および 1/4 点におけるたわみは、材令 28 日実測弾性係数より求めた計算値と比較して骨材 M の場合を除き若干小さめに現れていることがわかる。JIS のひびわれ荷重においては実際の PC 桁ではひびわれが発生していないので、たわみはコンクリートのもつ弾性係数に逆比例すると考えてよい。従って M を除けばシリンダー供試体から求めた弾性係数を用いるときにはたわみ計算は若干大きい値を見積ることになる。各コンクリート別に考察すると、軽量コンクリートのたわみは骨材の種類、すなわちコンクリートのもつ弾性係数の値によって若干異なるが、普通コンクリートの 1.7～2.2 倍のたわみが現われており、全般的に弾性係数の小さい非造粒型骨材コンクリートのたわみが大きい傾向を示している。軽量鉄筋コンクリートにおいては計算たわみを実測弾性係数を用いて求めると ($n = E_s/E_c$) 大きく見積り過ぎる傾向のあることが認められたが、軽量 PC においては、ひびわれ発生以前のたわみ計算には実測弾性係数をそのまま用いてもよいことがわかる。

表 7.24 JIS ひびわれ荷重 (12.6 t) におけるたわみ

| コンクリートの種別 | 材令 28 日の 実測弾性係数 E_c (kg/cm^2) | スパンの 1/2 点における たわみ (mm) | | | スパンの 1/4 点における たわみ (mm) | | |
|-----------|-----------------------------------------------------|----------------------------|----------------|----------------|----------------------------|----------------|----------------|
| | | 計 算 値 | 実 測 値 | $\delta_{l/2}$ | 計 算 値 | 実 測 値 | $\delta_{l/4}$ |
| | | $\delta_{l/2}$ | $\delta_{l/2}$ | $\delta_{l/2}$ | $\delta_{l/4}$ | $\delta_{l/4}$ | $\delta_{l/4}$ |
| N | 425,000 | 8.36 | 8.15 | 0.98 | 5.57 | 5.52 | 0.96 |
| A | 223,000 | 15.91 | 15.24 | 0.97 | 11.00 | 10.61 | 0.97 |
| L | 247,000 | 14.37 | 13.86 | 0.96 | 9.94 | 9.46 | 0.96 |
| M | 203,000 | 17.51 | 17.81 | 1.02 | 12.08 | 12.09 | 1.00 |

またひびわれ発生以後におけるコンクリートのたわみについて考えてみると、全般的に軽量コンクリートの方が普通コンクリートよりも大きく、JIS 破壊荷重附近では普通コンクリートで約 22 mm のたわみに対して軽量コンクリートでは 32～40 mm に達するが、その比で表わすと 1.5～1.8 となる。この比はひびわれ発生以前のたわみの比よりも小さくなっており、(3)で述べた曲げ剛性の低下率を併せ考えると、軽量コンクリートのひびわれ発生後のたわみの増加率は普通コンクリートよりも小さく、最終破壊時には普通コンクリートとの差が更に少なくなることも予想される。

以上述べたように、軽量 PC 桁のたわみの算定においては実測弾性係数をそのまま用い

てひびわれ発生前のたわみを精度よく求めることができ、実際の設計においては軽量コンクリートのたわみが普通コンクリートの 1.5～2.0 倍にも達することに注意しなければならない。

(5) ひびわれ幅およびひびわれ間隔

ひびわれ幅は曲げモーメント一定区間のコンクリート表面に 5 インチ間隔で貼布したプラグ間の変形を検長 10 in のホイットモア型ひずみ計で測定した。10 インチ間隔に貼布したプラグ間にはひびわれが数本入ることもあるので、ひびわれ幅はある荷重状態における全ひびわれ幅をひびわれ本数で除したいわゆる平均ひびわれ幅で表わし、またひびわれ間隔は測定区間全長をひびわれ本数で除した平均ひびわれ間隔で表わすことにする。以前行なった実験によって平均ひびわれ幅はモーメントの大きさあるいは鉄筋応力と比例関係にあることが確かめられているので、ここでは破壊に近い状態でのひびわれについて考えてみることにする。表 7.25 には荷重 18, 22, 26 ton における平均ひびわれ幅 (ℓ_d) および平均ひびわれ間隔 (ℓ_c) を示す。

表 7.25 平均ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔

| コンクリートの種別 | P = 18 t | | P = 22 t | | P = 26 t | |
|-----------|--------------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------------|
| | $\ell_d (\times 10^{-3} \text{ mm})$ | $\ell_c (\text{ cm})$ | $\ell_d (\times 10^{-3} \text{ mm})$ | $\ell_c (\text{ cm})$ | $\ell_d (\times 10^{-3} \text{ mm})$ | $\ell_c (\text{ cm})$ |
| N | 60.0 | 38.4 | 129.4 | 16.9 | 136.0 | 10.8 |
| A | 25.0 | 31.4 | 58.7 | 11.8 | 97.6 | 9.0 |
| L | 28.8 | 20.5 | 57.0 | 11.3 | 98.3 | 9.3 |
| M | 25.2 | 18.5 | 50.0 | 9.1 | 15.3 | 7.9 |

表 7.25 より破壊に近い 26 ton の場合を除けば ℓ_d , ℓ_c ともほぼ荷重の大きさに比例して大きくなっていることがわかる以外に、全般的に普通コンクリートの方が軽量コンクリートよりもひびわれ幅が大きかつひびわれ間隔も大きい。すなわち普通コンクリートではひびわれの数は少ないがひびわれ一本当りの幅は大きいのに対して軽量コンクリートでは幅の小さいひびわれが数多く発生することがわかる。鉄筋あるいは PS コンクリートのひびわれ幅はコンクリートの強度、鋼材とコンクリートとの付着強度、使用鋼材の種類、導入プレストレスの大きさなど種々の要因によって異なることが知られている。本試

験では導入プレストレスの大きさおよび鋼材量は全く等しいので、ひびわれ幅あるいは間隔に関係する重要な因子としてはコンクリート強度および付着強度を考えればよいことになる。軽量コンクリートと鉄筋との付着強度については研究も少なく定説はないが、一般的には普通コンクリートと同程度、もしくは若干小さいと云われている。従って、付着強度のみを考えれば軽量コンクリートの平均ひびわれ幅は普通コンクリートのそれよりも若干大きくなることになる²⁴⁾。しかし、実際にはコンクリートの引張強度も平均ひびわれ幅に関係する。本試験では付着強度よりも引張強度の方がひびわれ幅に影響して、その結果引張強度の大きい普通コンクリートの平均ひびわれ幅の方が軽量コンクリートよりも大きく現れたものと推定される。ひびわれ間隔はひびわれ幅と密接な関係があり、付着強度や鋼材の種類によって顕著な影響を受けることが知られている。前述したひびわれ幅と同様に全般的に見て普通コンクリートのひびわれ間隔は軽量コンクリートよりも大きいですが、破壊に近づくときそれらの差は小さくなり、ひびわれ本数の差も少なく、破壊付近での付着強度は普通、軽量コンクリートとも大差はないものと考えられる。ひびわれ間隔が小さいことはひびわれ本数が多いことを示し、伸び能力が普通コンクリートよりも若干劣ることになるので、温度変化、乾燥収縮等によるひびわれ発生に対する抵抗力がそれだけ小さくなる。従って用心鉄筋を桁表面近くに配置してひびわれ発生を防ぐことを考慮しておいた方がよい。以上述べたようにひびわれ幅あるいはひびわれ間隔については一般的な説のみでは納得できない点もあり、また部材の耐久性の見地からも重要なので、この問題については付着強度、コンクリートの種類、けたの伸び能力など種々の要因を考慮してさらに詳しく研究する必要があると考えられる。

5. せん断試験

(1) 主 応 力

主応力には主引張応力と主圧縮応力とがあり、これらのうちコンクリート構造物でとくに問題となるのは主引張応力で、この主引張応力がコンクリートの引張応力度に達したときに斜ひびわれが発生すると考えられている。PC桁における主応力度 σ_1 （主圧縮）、 σ_2 （主引張）の計算は、RC桁の軸力 N 、モーメント M を受ける場合と全く同様に計算できるが、設計荷重以下の荷重状態ではひびわれが生じていないので、応力度の計算には

コンクリートの全断面を有効と考えればよい。

図 7.18 に示した測点位置において、 $P = 10 \text{ ton}$ の場合の実測ひずみから計算した主応力 (σ_1, σ_2) および主応力方向 (θ) を、各コンクリート別に表示すると表 7.26 のようになる。

表 7.26 主応力および主応力方向(1)

〔 N 〕

| a/d | c (mm) | b (mm) | 実 測 値 | | | 計 算 値 | | |
|-----|-----------|-----------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') |
| 2 | 0 | 133 | 79.4 | - 4.7 | -15°32' | 80.9 (81.6) | -17.0 (-5.6) | -12°49' (-14°38') |
| | | 213 | 81.0 | - 6.2 | -15°04' | | | |
| | | 293 | 85.8 | - 7.2 | -12°40' | | | |
| | 50 | 213 | 99.9 | -11.8 | -11°19' | 91.3 | -19.7 | -11°04' |
| | 100 | 213 | 107.4 | -13.2 | - 5°00' | 101.8 | -21.8 | - 9°23' |
| 4 | 0 | 466 | 85.0 | -11.5 | -18°02' | 80.9 (81.6) | -17.6 (-5.6) | -12°49' (-14°38') |
| | | 586 | 94.8 | -20.8 | -16°06' | | | |
| | | 706 | 96.3 | -22.8 | -17°17' | | | |

表 7.26 主応力および主応力方向(2)

〔 A 〕

| a/d | c (mm) | b (mm) | 実 測 値 | | | 計 算 値 | | |
|-----|-----------|-----------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') |
| 2 | 0 | 133 | 77.7 | - 0.3 | -13°00' | 76.4 (71.1) | -17.0 (-5.9) | -13°34' (-15°27') |
| | | 213 | 80.6 | - 0.4 | -14°58' | | | |
| | | 293 | 84.3 | - 1.4 | -15°27' | | | |
| | 50 | 213 | 95.2 | - 8.2 | -11°08' | 85.8 | -19.0 | -11°46' |
| | 100 | 213 | 103.7 | - 6.9 | - 6°09' | 95.0 | -21.0 | -10°02' |
| 3 | 0 | 214 | 73.0 | - 3.0 | -14°00' | 76.4 (71.1) | -17.0 (-5.9) | -13°34' (-15°27') |
| | | 304 | 76.2 | - 2.4 | -14°46' | | | |
| | | 394 | 76.6 | - 3.3 | -13°23' | | | |
| | 50 | 304 | 94.0 | -11.0 | -12°07' | 83.1 | -19.1 | -12°04' |
| | 100 | 304 | 108.8 | -15.1 | - 8°38' | 89.6 | -21.2 | -10°32' |
| 4 | 0 | 466 | 85.6 | -21.6 | -16°45' | 76.4 (71.1) | -17.0 (-5.9) | -13°34' (-15°27') |
| | | 586 | 86.7 | -23.4 | -16°18' | | | |
| | | 706 | 98.3 | -29.8 | -16°30' | | | |
| 6 | 0 | 764 | 100.2 | -24.2 | -17°18' | 76.4 (71.1) | -17.0 (-5.9) | -13°34' (-15°27') |
| | | 884 | 107.6 | -26.4 | -18°13' | | | |
| | | 1004 | 109.3 | -29.0 | -17°16' | | | |

表 7.2 6 主応力および主応力方向(3)

〔L〕

| a/d | c (mm) | b (mm) | 実 測 値 | | | 計 算 値 | | |
|-----|-----------|-----------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| | | | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') |
| 2 | 0 | 133 | 77.7 | 0.3 | -14°45' | | | |
| | | 213 | 81.0 | -0.2 | -14°52' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 293 | 89.3 | -0.2 | -14°17' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |
| | 50 | 213 | 94.1 | -8.6 | -10°43' | 85.8 | -19.0 | -11°46' |
| | 100 | 213 | 110.9 | -10.1 | -9°13' | 95.0 | -21.0 | -10°02' |
| 3 | 0 | 214 | 77.0 | 0.3 | -13°25' | | | |
| | | 304 | 78.3 | -1.5 | -14°50' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 394 | 77.0 | -2.5 | -14°00' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |
| | 50 | 304 | 92.0 | -11.2 | -13°08' | 83.1 | -19.1 | -12°04' |
| | 100 | 304 | 108.0 | -16.1 | -9°15' | 89.6 | -21.2 | -10°32' |
| 4 | 0 | 466 | 91.5 | -13.8 | -17°08' | | | |
| | | 586 | 95.4 | -13.8 | -17°17' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 706 | 97.2 | -15.5 | -17°13' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |
| 6 | 0 | 764 | 91.3 | -16.5 | -14°16' | | | |
| | | 884 | 92.9 | -17.0 | -17°45' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 1004 | 98.0 | -17.7 | -16°37' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |

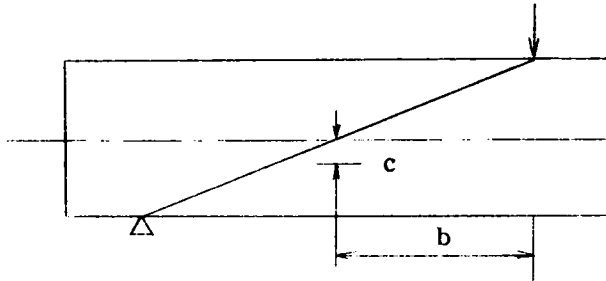
表 7.2 6 主応力および主応力方向(4)

〔M〕

| a/d | c (mm) | b (mm) | 実 測 値 | | | 計 算 値 | | |
|-----|-----------|-----------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| | | | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') | σ_1 (kg/cm ²) | σ_2 (kg/cm ²) | θ (° ') |
| 2 | 0 | 133 | 77.8 | -4.8 | -19°44' | | | |
| | | 213 | 81.1 | -6.1 | -18°05' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 293 | 83.0 | -7.5 | -13°40' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |
| | 50 | 213 | 98.3 | -7.6 | -13°19' | 85.8 | -19.0 | -11°46' |
| | 100 | 213 | 111.7 | -11.6 | -9°28' | 95.0 | -21.0 | -10°02' |
| 3 | 0 | 214 | 64.9 | -0.6 | -16°37' | | | |
| | | 304 | 71.2 | -6.4 | -15°45' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 394 | 76.9 | -9.1 | -16°13' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |
| | 50 | 304 | 95.0 | -11.0 | -13°37' | 83.1 | -19.1 | -12°04' |
| | 100 | 304 | 99.8 | -13.5 | -12°03' | 89.6 | -21.2 | -10°32' |
| 4 | 0 | 466 | 104.3 | -28.9 | -19°27' | | | |
| | | 586 | 105.7 | -27.3 | -18°42' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 706 | 106.4 | -27.2 | -18°59' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |
| 6 | 0 | 764 | 97.8 | -25.2 | -18°58' | | | |
| | | 884 | 108.6 | -28.0 | -18°21' | 76.4 | -17.0 | -13°34' |
| | | 1004 | 115.6 | -30.7 | -18°01' | (71.1) | (-5.9) | (-15°27') |

b, cについては付図に示す。

—引張応力, () は poisson 比を考慮しない場合



付 図

a/d と各応力度の大きさを比較すると、各桁とも a/d が 2 あるいは 3 よりも、4 あるいは 6 の場合の方が、主応力度が大きく現われている。これらの現象は、次に述べるように説明できる。すなわち、載荷点近傍について考えてみると、荷重によって断面には σ_x (桁軸方向) および σ_y (桁鉛直方向) が図 7.27 のように作用し、これらを考慮しない場合の応力状態とは相当に異なることが予想される。これについては、G.N.Kani¹⁸⁾ は 2 軸応力状態を考慮すれば、軸方向圧縮応力のみの場合よりも、せん断耐力を 10 % 程度大きくとれること、また D.N.Achaya & K.D.Kemp¹⁹⁾ も載荷点近傍においては、2 軸応力状態を無視し得ないことを実証している。図 7.27 に示すように、 $a/d=2$ の場合について詳しく考察する。いま載荷点より I, II, III の位置 (中立軸上) に測点があるとすると、載荷による σ_x , σ_y の分布より、各測点には σ_{xI} , σ_{yI} , σ_{xII} , σ_{yII} , σ_{xIII} , σ_{yIII} の応力が作用することになる。ただし、 σ_x は σ_y に比して相当小さく、荷重一定の場合は約 1/6 になる。主応力度は実測した σ_x , σ_y から計算したものであるから、実測 σ_x , σ_y には前述した荷重による影響が入っていることになる。従って載荷点近傍に測点があるときには、これらの影響が入って、主応力が小さく現われることになる。外力によるせん断力 T が等しいと仮定すると、各測点における応力状態は図 7.28 に示すようなモールの応力円で表わすことができる。このモールの応力円より、載荷点に近いほど主応力 (σ_{1I} , σ_{1II} , σ_{1III} , σ_{2I} , σ_{2II} , σ_{2III}) が小さくなることがわかる。この現象は表 7.26 の $a/d=2, 3$ などにおいて、 b を変化させた場合の実測主応力の大きさに現われている。また、 a/d が 4 あるいは 6 においては、測点の位置が載荷点より相当離れているため、荷重によって載荷点近傍に生ずる 2 次応力の影響をほとんどうけず、主応

力が大きく現われるものと推定される。従って、載荷点より測点位置までの距離が同じであれば、主応力の大きさはほぼ等しくなると考えられる。

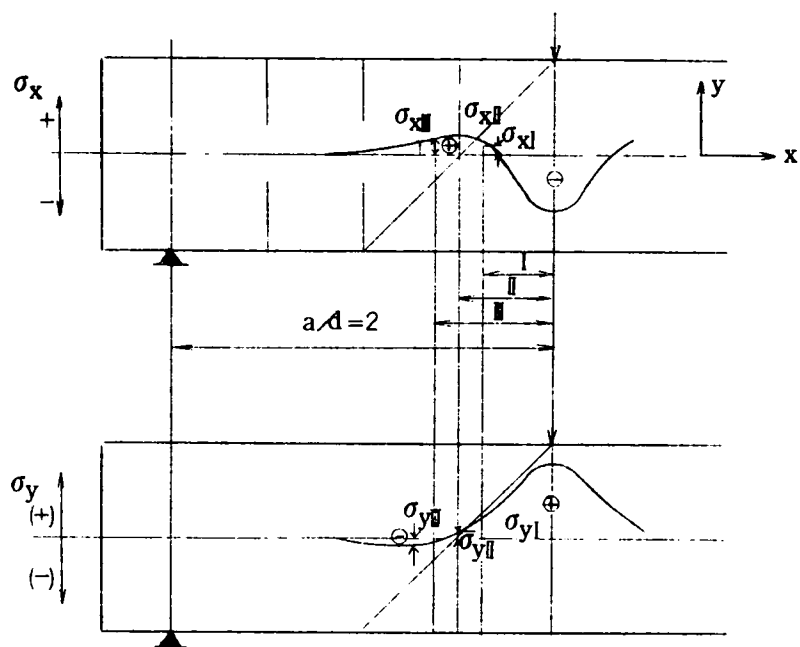


図 7.27

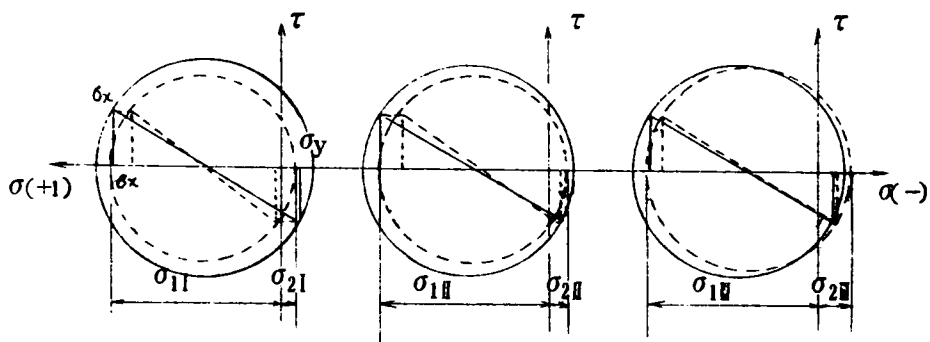


図 7.28

測点位置が中立軸より下縁側にあれば、有効プレストレスの大きさが大きくなるため、主応力にもその影響が現われ、測定主応力は大きくなるが、この場合の値は計算値とほぼ

等しい。

各コンクリート別に主応力の大きさを検討すると、主圧縮応力、主引張応力とも、コンクリートの種類による差はほとんど認められない。従って、主引張応力のみについて考えれば、同一荷重による応力がほぼ等しいから、そのコンクリートの有する引張強度あるいは斜め引張耐力が大きいほど、斜めひびわれの発生が遅くなる。

(2) せん断応力の算定式

PCプレテン桁のせん断試験結果を考察するに当って現在までに報告されているせん断理論式について考えてみる。部材のせん断耐力は a/d に影響されるところが大きいことは衆知のことであるが、これらに関しては例えば次のようなものがある。

(i) G.N.J.Kani のせん断理論¹⁸⁾

Kani はせん断破壊のメカニズムを考えるに当って腹鉄筋のないRCはり为例にとり、次の2つのメカニズムを仮定している。

A) 曲げ、ひびわれによって生ずるコンクリートティースの耐力を超えない範囲では部材ははりとしての挙動を呈する。

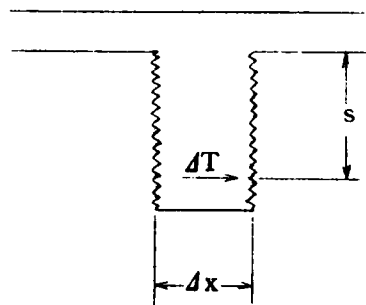
B) コンクリートティースの抵抗がなくなると、部材は i) と全く異なったタイドアーチとしての挙動を呈する。

1) コンクリートティースの耐力

コンクリートティースは図7.29のように表わされ、鉄筋とコンクリートとの付着力 ΔT によってコンクリートティースに生ずる最大引張応力がコンクリートの引張強度 σ_t に達したときコンクリートが破壊するとして、その時の曲げモーメントを次式に示すように表わしている。

$$M_u = M_0 \cdot \frac{\Delta x}{s} \frac{a}{d} \quad (7.47)$$

図7.29



ただし

$$M_0 = \frac{7}{8} \frac{\sigma_t}{b} b d^2 : \text{部材の断面特性により定まる定数}$$

Δx : 平均ひびわれ間隔

S : 平均ひびわれ高さ

式(7.47)から断面形状、コンクリートおよび鉄筋の性質が一定であるはりに対しては M_u と a/d との関係は線型になる、すなわちある a/d 値で全曲げ耐力を発揮するまで(このときの a/d の値を移行点: transition point という) M_u は a/d とともに増加することがわかる。

ii) 残留アーチの耐力

ひびわれの発展に伴って圧縮領域は減少し、図7.30において最初 y_0 であったものが y まで減少する。図7.30に示すように最後に発生したひびわれが十分に発展し、このひびわれが残留アーチの耐力を決定することになる。点0は2つの既知の応力線 $S-N$ 、 $N-T$ の交点であり、この点は全ての破壊線の交点であると仮定する。最後のひびわれに隣接したコンクリートの幅を s とすれば

$$\frac{y}{y_0} = \frac{d}{a-s+y_0} \quad (7.48)$$

圧縮領域 y における破壊時の平均応力が曲げ破壊時のそれと同じであると仮定し、モーメントの腕長 jd の変化を無視すれば、アーチ破壊の極限モーメント M_u と曲げ破壊モーメント M_{fe} との関係は次のようになる。

$$\frac{M_u}{M_{fe}} = \frac{y}{y_0} \quad (7.49)$$

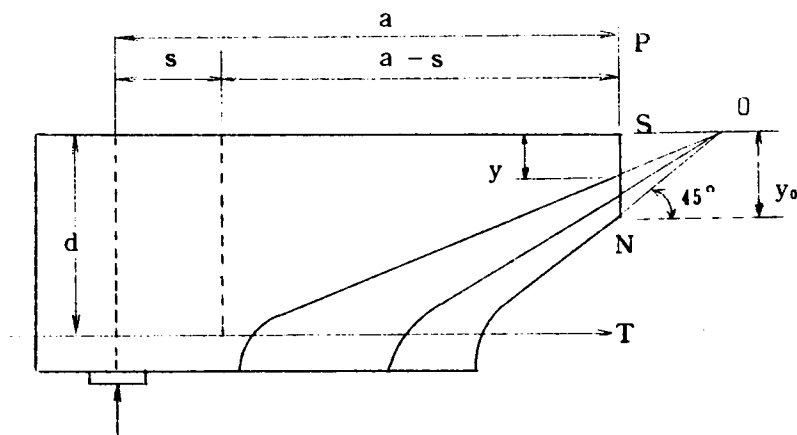


図 7.30

また s と y_o は近似的に等しい ($s = y_o$) と仮定すれば,

$$M_u = M_f \ell \frac{d}{a} \quad (7.50)$$

しかし極限断面は載荷直下 P の 2 軸圧縮領域にあるから、破壊を生ずるための応力は一軸圧縮状態におけるよりも大きい。この 2 軸状態を考慮すれば式 (7.50) は次のようになり、 K は実験的に 0.9 が採用されている。

$$M_u = \frac{M_f \ell}{K} \cdot \frac{d}{a} \quad (7.51)$$

iii) セン断破壊の解析

式 (7.47) と式 (7.51) を図示すると図 7.31 のとおりである。

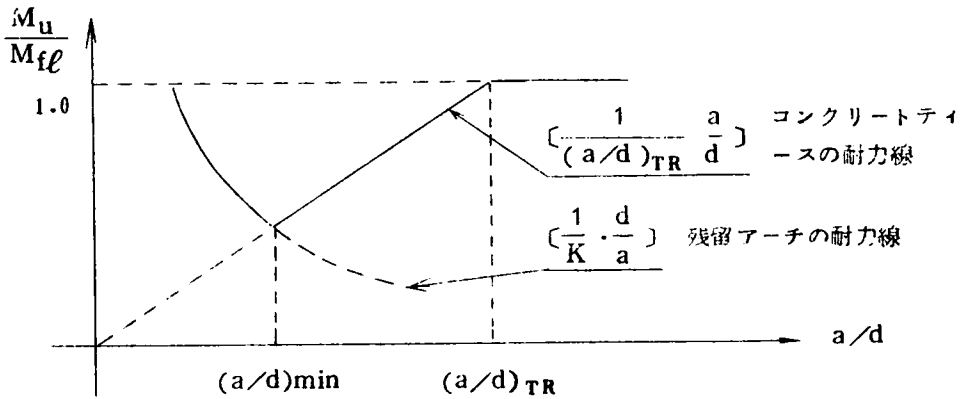


図 7.31

せん断破壊から曲げ破壊への移行点、すなわち $(a/d)_{TR}$ は次式から決定できる。

$$M_f \ell = M_u = M_o \frac{dx}{s} \left(\frac{a}{d} \right)_{TR} \quad (7.52)$$

これより

$$(a/d)_{TR} = \frac{M_f \ell}{M_o} \cdot \frac{s}{dx} \quad (7.53)$$

式 (7.53) を用いると式 (7.47) は次のようになる。

$$M_u = \frac{M_f \ell}{(a/d)_{TR}} \cdot \frac{a}{d} \quad (7.54)$$

つぎに耐力線の最小値—すなわちコンクリートティースと残留アーチの交点は式 (7.51) と式 (7.54) を等しいとおいて,

$$\frac{M f \ell}{(a/d)_{TR}} \cdot \frac{a}{d} = \frac{M f \ell}{K} \cdot \frac{d}{a} \quad (7.55)$$

これより耐力線の最小値を与える点 $(a/d)_{min}$ は次のようになる。

$$(a/d)_{min} = \sqrt{(a/d)_{TR} \cdot \frac{1}{K}} \quad (7.56)$$

以上のように Kani はせん断耐力は a/d と密接な関係があり, a/d が $(a/d)_{min}$ でせん断耐力は最小となり, これよりも大きいまたは小さい a/d に対してはせん断耐力は増加し, $(a/d)_{TR}$ に達した点では曲げ破壊に移行するとしている。

(ii) プレテン PC 桁のせん断強度に関する在来の研究

i) Sethurayaman²¹⁾

せん断破壊の形式を腹部圧縮破壊と斜め引張破壊とに分け, 後者の破壊に対しては次式が当てはまると述べている。

$$Q_c = (f_t' + \frac{f_t' + f_h}{\sqrt{a/d}}) h b_w \quad (7.57)$$

ii) Sozen, Zwoyer および Siess²⁰⁾

せん断破壊の形式はプレストレスの大きさおよび PC 鋼材の量に影響されることが大きく, 斜めひびわれを生ずるときの荷重として次式を与えている。

$$Q_c = (f_t' + f_h) \frac{\sqrt{b_w/b}}{a/d} b d \quad (7.58)$$

iii) Evans および Schumacher²²⁾

せん断圧縮破壊荷重と斜めひびわれ荷重のうち小さい方の荷重がせん断における部材の実用限界荷重であるとして次式を与えている。

$$Q_c = (0.72 f_t + f_h) b_w d (0.33 + \frac{0.92}{a/d}) \quad (7.59)$$

iv) Willy および Nazir²³⁾

斜めひびわれ荷重として次式を与えている。

$$Q_c' = 2 u_w' + 3,140 \quad (\text{kg}) \quad (7.60)$$

なお等分布荷重を受けた場合のPC桁のせん断破壊荷重は集中荷重を受けた場合よりも約10%大きいと報告している。

以上せん断破壊荷重(斜めひびわれ荷重)に関する2,3の実験式を示したが,せん断破壊そのもののメカニズムについては未知の面が非常に多く,在来の理論および実験式から云えることは,PC桁のせん断ひびわれ荷重に影響する要因として断面形状,コンクリートの引張強度,プレストレスの大きさおよび a/d などが挙げられると云うことである。

$$\frac{Q_c}{bd} = f(b_w/b, d_s/d, a/d, f_{ct'}, f_h)$$

となる。

(3) 斜めひびわれ荷重

これまでに報告されている腹鉄筋を有しない鉄筋あるいはプレストレストコンクリートには関するせん断試験の結果から,せん断破壊荷重の斜めひびわれ発生荷重に対する比は大略1.0~2.0の間にあり,斜めひびわれ発生から破壊まで相当の余裕のある場合と,斜めひびわれ発生と同時に破壊する場合とがある。各国の基準を見ても,腹鉄筋を有しない部材の設計に当っては安全のために斜めひびわれ荷重をもってせん断耐力としているようである。以下斜めひびわれ荷重について試験結果を考察する。

各種PC桁の斜めひびわれ荷重を表7.27に示す。PC桁の斜めひびわれ荷重に影響を与える要因としては桁の断面形状,コンクリートの引張強度,プレストレスの大きさ, a/d などで,これらの要因を用いて過去にPC桁の斜めひびわれ荷重に対する種々の実験公式が報告されている。(前節(ii)の(7.57)(7.58)(7.59)(7.60)式など)これらを考慮して本試験における斜めひびわれ荷重は $b_w/b, d_s/d, a/d, f_{ct'}, f_h$ などの関数と考え,たて軸に $Q_c/(f_{ct'} + f_h)b_w d_s$,横軸に a/d をとって試験値を図7.32のように図示した。この図7.32より各種骨材を用いたPC桁に対して,2つのパラメーターの間には双曲線の関係有することがわかるので次式の関係式が成立すると仮定して,最小自乗法によって常数A,Bを求めることにする。

$$Q_c = \left(A + \frac{B}{a/d} \right) (f_{ct'} + f_h) b_w d_s \quad (7.61)$$

表 7.27 斜め初びわれおよび破壊荷重

| 種 別 | a/d | | | | | | | | | | 参 考 |
|-----|---------------------------------------------------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|----------------------------------------------|--------|-----|
| | 2 | | 3 | | 4 | | 6 | | 終極曲げ 破壊 モーメント (t・m) (前回施 行の分) | | |
| | a = 700 | | a = 1000 | | a = 1450 | | a = 2150 | | | | |
| | 荷 重 P (ton) | P 相当曲げ モーメント M=P×a (t・m) | 荷 重 P (ton) | P 相当曲げ モーメント M=P×a (t・m) | 荷 重 P (ton) | P 相当曲げ モーメント M=P×a (t・m) | 荷 重 P (ton) | P 相当曲げ モーメント M=P×a (t・m) | | | |
| N | 斜めひびわれ発生 | 36(or10) | 25.2(or28.0) | — | — | 32(or35) | 46.4(or50.8) | — | — | 60.4 | |
| | 曲げ | 42 | 29.4 | — | — | 21 | 30.5 | — | — | | |
| | 破 壊 | 68 | 47.6 | — | — | 42 | 60.9 | — | — | | |
| A | 斜めひびわれ発生 | 28(or29) | 19.6(or20.3) | 26(or28) | 26.0(or28.0) | 22 | 31.9 | 21 | 45.2 | 57.1 | |
| | 曲げ | 36 | 25.2 | 24 | 24.0 | 20 | 29.0 | 14 | 30.1 | 60.6 | |
| | 破 壊 | 65 | 45.5 | 46 | 46.0 | 35(or36) | 50.8(or52.2) | 26 | 55.9 | (58.9) | |
| L | 斜めひびわれ発生 | 30 | 21.0 | 26(or28) | 26.0(or28.0) | 22(or24) | 31.9(or34.8) | 20 | 43.0 | 58.8 | |
| | 曲げ | 36 | 25.2 | 26 | 26.0 | 18 | 26.5 | 12 | 25.8 | 58.5 | |
| | 破 壊 | 62 | 43.4 | 44 | 44.0 | 35 | 50.8 | 27 | 58.1 | (58.7) | |
| M | 斜めひびわれ発生 | 26 | 18.2 | 20 | 20.0 | 20 | 29.0 | 17 | 36.6 | 53.7 | |
| | 曲げ | 36 | 25.2 | 26 | 26.0 | 18 | 26.1 | 12 | 25.8 | 55.3 | |
| | 破 壊 | 58 | 40.6 | 39.5 | 39.5 | 30 | 43.5 | 23 | 49.5 | (54.5) | |
| 備 考 | 上表中 (or) と記したのは片側のひびわれあるいは破壊が反対側より遅れて発生したことを意味する。 | | | | | | | | | | |

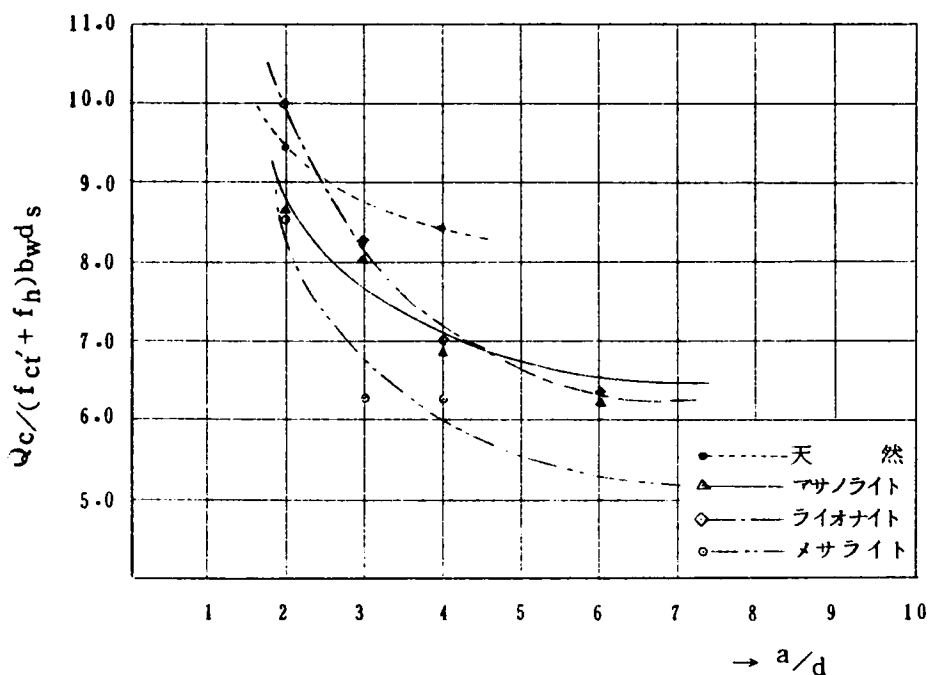


図 7.3.2 $Q_c / (f_{ct}' + f_h) b_w d_s \sim a/d$

従って各種コンクリート桁に対するせん断ひびわれ荷重については次式が得られる。ただし、普通コンクリート桁については試験値が2点であるので、ここでは式表示は行なわない。

$$\text{コンクリートA: } Q_c = \left(5.408 + \frac{6.763}{a/d} \right) (f_{ct}' + f_h) b_w d_s \times 10^3 \text{ kg} \quad (7.62)$$

$$\text{コンクリートL: } Q_c = \left(4.453 + \frac{11.094}{a/d} \right) (f_{ct}' + f_h) b_w d_s \times 10^3 \text{ kg} \quad (7.63)$$

$$\text{コンクリートM: } Q_c = \left(3.743 + \frac{9.167}{a/d} \right) (f_{ct}' + f_h) b_w d_s \times 10^3 \text{ kg} \quad (7.64)$$

さらに普通コンクリート桁の斜めひびわれ荷重を基準とした場合の各種軽量コンクリート桁の斜めひびわれ荷重を求めると次表のとおりである。

表 7.28 斜めひびわれ荷重

| | a/d | |
|---|-------|-------|
| | 2 | 4 |
| N | 1.0 0 | 1.0 0 |
| A | 0.7 8 | 0.6 9 |
| L | 0.8 3 | 0.7 5 |
| M | 0.7 2 | 0.6 3 |

上表に示すように、軽量骨材コンクリートにおける斜めひびわれ荷重の普通コンクリートに対する割合は、 $a/d = 2$ に対して72～83%， $a/d = 4$ に対して63～75%となっており、軽量PC桁の斜めひびわれ耐力は普通コンクリートに比して相当小さいことがわかる。また軽量骨材の中では造粒型人工骨材Lは非造粒型A，Mに比して若干斜めひびわれに対する抵抗性（斜めひびわれ耐力）が優れていると考えられる。

(4) 曲げひびわれ荷重

本試験における各種の曲げひびわれ荷重（曲げひびわれモーメント：斜めひびわれ発生後、曲げモーメント一定区間に発生したひびわれ）の実測値を表 7.27 に示す。PC部材の曲げひびわれ荷重は、荷重による引張応力がプレストレスによる圧縮応力よりも大きくなり、コンクリートのもつ曲げ引張応力度と等しい大きさに達したときに発生するとする弾性理論によるものと、曲げによるひびわれ発生前に引張側コンクリートが塑性変形を起こし、この引張塑性の影響を考慮した塑性理論とによって求められる。ここでは計算を簡略化するために、次式に示す弾性理論によって曲げひびわれ荷重を計算した。

$$M_{cr} = \frac{I}{y_e} (\sigma_B + \sigma_{pe}) \quad (7.65)$$

ここで、 M_{cr} ：曲げひびわれ発生モーメント

I ：断面2次モーメント

y_e ：断面図心から下縁までの距離

σ_B ：コンクリートの曲げ強度

σ_{pe} : 下縁の有効プレストレス (PC鋼線の有効係数を普通コンクリート : 0.8, 軽量コンクリート : 0.75 と仮定)

上式により算定した曲げひびわれモーメントの計算値および $a/d = 3$ に対する実測値は表 7.2.9 に示すとおりである。

表 7.2.9 ひびわれモーメント

| コンクリートの種類 | $M_{cr}(t \cdot m)$ 実 測 値 | $M_{cr}'(t \cdot m)$ 計 算 値 | M_{cr}/M_{cr}' |
|-----------|------------------------------|-------------------------------|------------------|
| N | 30.00 * | 28.96 | 0.97 |
| A | 24.00 | 26.33 | 0.92 |
| L | 26.00 | 26.03 | 1.00 |
| M | 26.00 | 25.63 | 1.01 |

* $a/d = 2$ および 3 の平均値から計算

表 7.2.9 より, 軽量コンクリート A を除き, 実測値と計算値はよく一致していることがわかり, さらに先に仮定した PC 鋼線の有効係数はほぼ妥当な値であると結論できる。

(5) セン断破壊荷重

表 7.2.7 のせん断試験結果より, セン断破壊荷重 (せん断破壊モーメント) の曲げ破壊モーメント (表 7.2.2 参照) に対する比 $M_u/M_{f\ell}$ をたて軸に, a/d を横軸にとって試験値をプロットすると図 7.3.3 のようになる。この図より $M_u/M_{f\ell} = 1$ すなわちせん断破壊から曲げ破壊に移行する点 $(a/d)_{TR}$ は表に示すように N, A, L, M に対してそれぞれ 4.0, 7.1, 6.2, 7.5 程度と推定される。また $M_u/M_{f\ell}$ が最小となる点 $(a/d)_{min}$ は図 7.3.3 より $(a/d)_{min} = 2 \sim 3$ の範囲にあると推定される。そこで前述した Kani の提案式 $(a/d)_{min} = \sqrt{(a/d)_{TR}/K}$ を用いて, $(a/d)_{TR}$ の値としては式 (7.5.4) から求めた値および図 7.3.3 より推定した値を代入して計算すると表 7.3.1 に示すようになる。 $(a/d)_{min}$ の点における $M_u/M_{f\ell}$ の値, 換言すれば本試験に使用したプレテン PC 桁のせん断耐力の最小値は, 使用骨材の種類によっても異なるが, おおよそ曲げ破壊モーメントの 75% 程度であると推定される。

表 7.30 $\frac{M_u}{M_{f\ell}}$ と a/d との関係

| | $M_{f\ell}$ | a/d | | | | | | | |
|---|--------------------|-------|-----------------|-------|-----------------|-------|-----------------|-------|-----------------|
| | | 2 | | 3 | | 4 | | 6 | |
| | | M_u | $M_u/M_{f\ell}$ | M_u | $M_u/M_{f\ell}$ | M_u | $M_u/M_{f\ell}$ | M_u | $M_u/M_{f\ell}$ |
| N | 60.4(60.4) | 47.6 | 0.788 | — | — | 60.9 | 1.008 | — | — |
| A | 57.1(58.9) 60.6 | 45.5 | 0.772 | 46.0 | 0.781 | 50.8 | 0.862 | 55.9 | 0.949 |
| L | 58.8(58.7) 58.5 | 43.4 | 0.739 | 44.0 | 0.750 | 50.8 | 0.865 | 58.1 | 0.990 |
| M | 53.7(54.5) 55.3 | 40.6 | 0.745 | 39.5 | 0.725 | 43.5 | 0.798 | 49.5 | 0.908 |

表 7.31 $(a/d)_{\min}$ および $(a/d)_{TR}$

| コンクリートの種別 | $(a/d)_{TR}$ | | $(a/d)_{\min}^*$ | |
|-----------|--------------|-----|------------------|------|
| | 計算値 | 測定値 | 計算値 | 測定値 |
| N | 4.0 | 4.0 | 2.11 | 2.11 |
| A | 6.3 | 7.1 | 2.64 | 2.81 |
| L | 6.0 | 6.2 | 2.58 | 2.62 |
| M | 6.6 | 7.5 | 2.70 | 2.89 |

$$* (a/d)_{\min} = \sqrt{(a/d)_{TR} \cdot \frac{1}{K}}$$

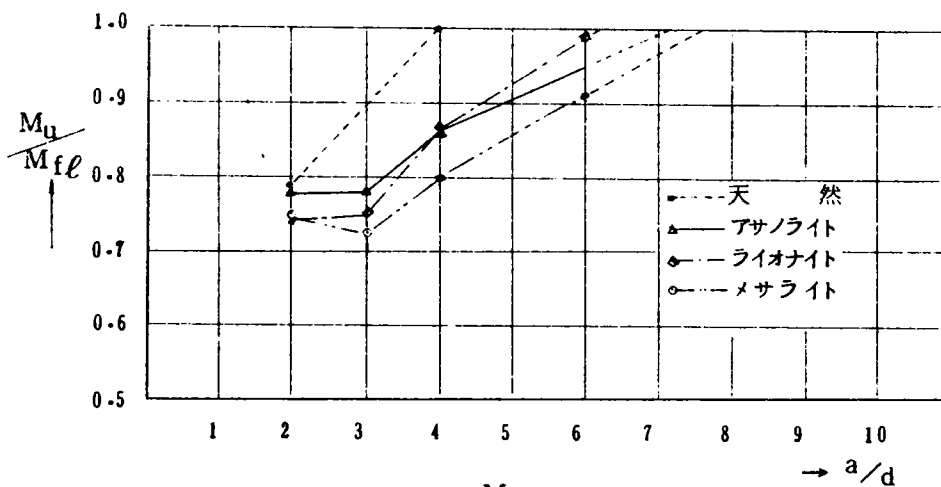


図 7.33 $M_u/M_{f\ell} \sim a/d$

前述したように $(a/d)_{TR}$ の値が使用骨材の種類によって相違するのは、ある a/d 以下では骨材の種類によってせん断耐力が異なることを示している。一方ある a/d 以上では曲げ破壊を呈し、これは骨材の種類によってせん断耐力はあまり異ならないことを示している。たとえば図 7.3.3 より、 $6.2 \leq a/d \leq 7.1$ では N と L の耐力はほぼ同じ（曲げ破壊）であって、A と M の耐力は N あるいは L よりも若干劣るが、 $a/d \geq 7.5$ では骨材の種類によって耐力はあまり変わらないことを示している。また図 7.3.3 に示したように、 $(a/d) > (a/d)_{min}$ の領域では骨材の種類によって $M_u/M_{f\ell}$ の値が異なるのは、Kani の理論によるコンクリートのティースの耐力が、部材のせん断耐力を決定すること、すなわちコンクリートの引張強度がせん断耐力に大きな影響を及ぼすことを示している。従って $(M_u/M_{f\ell})$ でせん断耐力をある程度比較できると仮定すれば、普通コンクリートは軽量コンクリートよりもせん断耐力の点で相当優れており、また軽量骨材別では造粒型骨材の方が非造粒型よりもせん断耐力がやや優れていることがわかる。

(6) ひびわれ荷重と破壊荷重との関係

各骨材コンクリート別に、 (a/d) に対する斜めひびわれ (M_{sc}) および曲げひびわれ荷重 ($M_{f\ell}$) と破壊荷重（桁の最終破壊時の荷重で、破壊状態は曲げあるいはせん断破壊である）との比を求めて、これを図示すると図 7.3.4 のようになる。また $(M_u/M_{f\ell} \sim a/d)$ (図 7.3.3) を併せ考慮して、上記の関係を理想化した想定図を画くと図 7.3.5 のようになる。これらの図を考察すると以下のようなことが云える。

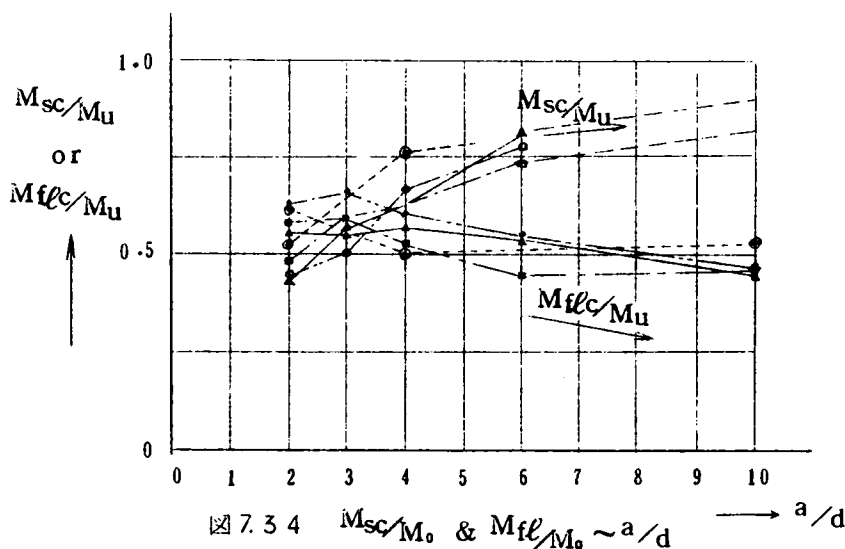


図 7.3.4 M_{sc}/M_o & $M_{f\ell}/M_o \sim a/d$

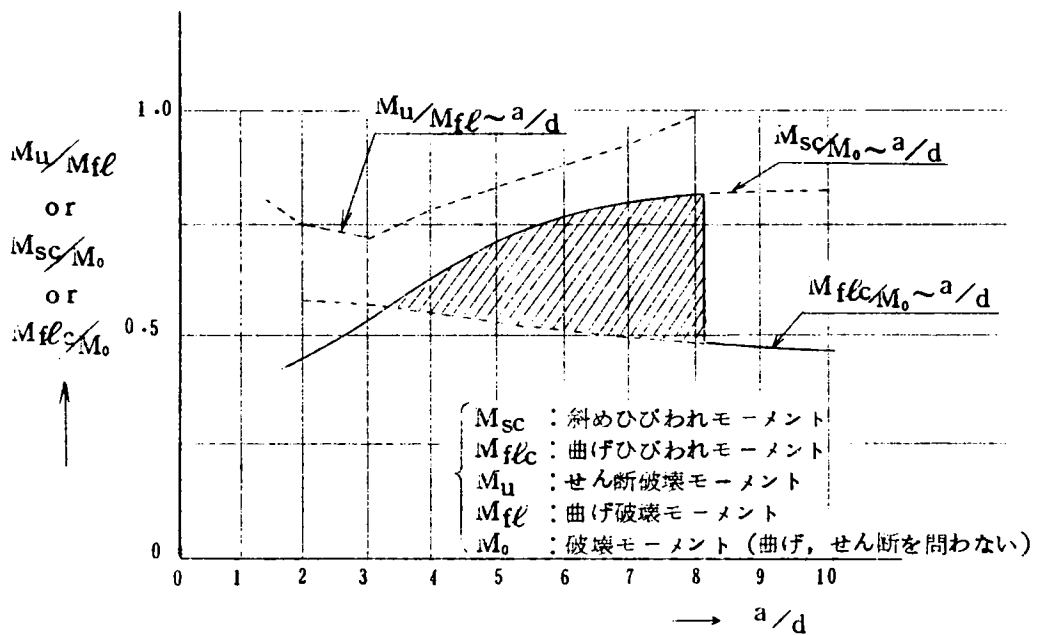


図 7.35 ひびわれモーメントと破壊モーメントとの関係想定図

- (i) ひびわれ発生は $(a/d) = 3$ 附近を境界として、これより (a/d) が大きくなると曲げひびわれが、また小さくなるとせん断ひびわれが先行する。
- (ii) ひびわれ発生より破壊までの余裕は、 $(a/d)_{TR}$ に近づくほど小さくなり、 (a/d) が $(a/d)_{TR}$ より極く小さいかあるいはほぼ等しいとき $(a/d) \lesssim (a/d)_{TR}$ 、桁として最も危険な状態で、せん断ひびわれが発生すれば破壊荷重の約 80% まで経過したことになる。
- (iii) $(a/d) > (a/d)_{TR}$ においては桁は曲げ破壊を呈し、ひびわれ発生より破壊に至るまでの余裕はかなり大きく、ひびわれが発生しても破壊荷重の約 50% を経過したに過ぎない。
- (iv) $(a/d)_{TR}$ が大きい部材ほど、ひびわれ発生から破壊に至るまでの余裕が小さいと推定される。
- (v) 図 7.35 で斜線を施した部分は、せん断ひびわれに対する補強の必要性和その程度を示すものと考えてもよい。従って桁においては $(a/d)_{min}$ から $(a/d)_{TR}$ の範囲で、 M_{sc}/M_o と $M_{fℓc}/M_o$ の差、すなわち図 7.35 の斜線の部分の縦距に比例したせん断補強

をすればよいことになる。

以上Kaniの理論によって、各種プレテンPC桁のせん断耐力について検討を加えてきた。Kaniの理論は、本来せん断補強のない桁に対するものであり、かつせん断耐力に与えるコンクリート強度の影響は無視してもよく、鉄筋がアンカーされているならば付着がなくても耐荷能力は大きいという仮定あるいは研究結果に基づくものである。従って本試験に用いたようなPC桁においては、プレテンであるのでBent-upによるせん断補強はないにしても、スタールップを有していること、さらにプレストレスによる軸方向力が破壊に至るまで作用していること、引張強度が鉄筋コンクリートの場合よりも大きいことなど通常のRC桁とは異なった挙動を示すものと考えられる。Kaniが普通コンクリート(RC)に対して行なった試験によると、 $(a/d)_{TR} \doteq 5.2$, $(a/d)_{min} = 2.5$ であり、本試験で得られた結果すなわち普通PC: $(a/d)_{TR} = 4.0$, $(a/d)_{min} \doteq 2.1$ はKaniの結果よりも小さく、また軽量PC: $(a/d)_{TR} \doteq 6 \sim 7$, $(a/d)_{min} \doteq 2.5 \sim 3.0$ はKaniの結果と比して若干大きくなっている。また、Kaniの別の研究²⁵⁾、桁高がせん断耐力におよぼす影響を参照すると、桁高が大きくなるに従って、 $(a/d)_{TR}$, $(a/d)_{min}$ が増加し、桁幅と桁高の比が2の場合、 $(a/d)_{TR} \doteq 6.5 \sim 7$, $(a/d)_{min} \doteq 2.5$ と推定される。本試験に用いたPC桁はT型であるので矩形桁とは同じ扱いはできないが、桁高を考慮すればある程度正確なせん断耐力が推定できると考えられる。Kaniの理論をプレテンPC桁に適用する場合には、その適用条件を十分考えておく必要がある。すなわち、理論そのものがせん断補強のない矩形桁に対するものであること、プレストレスの影響が考慮されていないこと、桁高が変化すればせん断耐力が変ることなどに十分注意する必要がある。これらを考慮した理論式の誘導が望まれるが、この理論式を用いても、ある程度のせん断耐力の推定は可能であると考えられる。

4. 結 論

ポステン軽量PCはり、および3種類の人工軽量骨材を使用したプレテン軽量桁の各種力学的挙動について、普通PC桁と比較しながら検討を加えてきたが、本研究で得られた結果を要約すると以下のようになる。

1. ポステン軽量PCはりの力学的挙動について

模型によるポステンPCはりの曲げ試験結果より、ひびわれ発生時におけるはりの見掛けの曲げ強度は、平均プレストレスの増加とともに linear に増大し、また、普通コンクリートに従来考えられている μ の値、 $\mu = 0.6 \sim 0.8$ に比して、軽量コンクリートの μ の値は小さく $\mu = 0.4$ 程度と考えられる。なお、この μ の値はコンクリートの配合によっても変化する。従って、軽量PCはりのひびわれ耐力は普通コンクリートよりもやや劣ることが予想されるので、軽量PCはりの設計においてはこの点を十分考慮しておく必要がある。

曲げ破壊モーメントは、導入応力にほとんど関係せず、導入応力が大きいほど P_u/P_{cr} は小さくなる。また補強鉄筋を配置することによって曲げ破壊耐力は著しく増加することが明らかとなった。一方曲げ破壊モーメントの算定に際して、圧縮破壊ひずみ ϵ_u の値が必要なときには、軽量コンクリートに対しても普通コンクリートと同じ $\epsilon_u = 0.0025$ をそのまま採用してもよいと考えられる。

さらに本試験に関する限り、曲げ剛性の低下率はプレストレス導入量によって著しく影響され、また補強鉄筋の配筋によって曲げ剛性を有効に増加させるものと考えられる。

2. プレテン軽量PC桁の試験結果について

(1) プレストレス導入時における桁の挙動について

プレストレス導入時における軽量PC桁の桁長の変化は、普通PC桁に比して相当大きく、人工軽量骨材の種類によって若干異なるが、普通コンクリートの約1.5倍、またそりと同様に1.5～2.5倍に達する。一方PC鋼線の設定長は骨材の種類（普通、軽量とも）によってほとんど変わらず、桁端から約45 cmと推定され、過去に得られた普通コンクリートに対する研究結果と同様の傾向を示すことがわかる。

これらプレストレス導入時におけるPC桁の挙動について考察すると、軽量コンクリートにおいては弾性係数の小さいことによる影響が非常に大きいことがわかる。たとえば、桁長の変化やそりはいずれも弾性係数の値によって異なり、さらにそりにおいては導入プ

レストレスの大きさも影響してくる。従って、軽量PC桁の設計時および製作時には、桁長の変化やそりが普通コンクリートに比して相当大きく、断面をあまり小さくしたり過度のプレストレスを導入するとさらに変形量が大きくなることなどを十分考慮しておく必要がある。

(2) 桁の載荷試験

軽量コンクリートの有効プレストレスは、コンクリートの弾性係数が小さくヤング係数比が大きくなり、さらにクリープ、乾燥収縮などの時間的挙動が異なることなどのため、自重が小さくなるにもかかわらず普通コンクリートの場合よりも小さくなり、有効係数で示すと、普通PC桁で約85%であるのに対して軽量PC桁で約75%程度となる。また、再びひわれ荷重から有効張力を計算する場合には、単に肉眼観測のみでは不備で、再びひわれをひずみ計で確めるなどの考慮が払われなければならない。

弾性理論から計算した曲げひびわれモーメントと実測値とは比較的良好に合致し、それらによると軽量PC桁のひびわれモーメントは普通PC桁の75～85%に相当し、軽量骨材別では造粒型骨材の方が非造粒型骨材よりもやや曲げひびわれ耐力が大となっている。しかし軽量PC桁の曲げ破壊モーメントあるいは曲げ破壊耐力は、普通PC桁とほぼ同じかあるいはやや小さいに過ぎない。一方軽量PC桁のひびわれ発生前における曲げ剛性は、コンクリートの弾性係数の大きさにほぼ比例しているが、ひびわれ発生後においては、弾性係数に関係なくほぼ同じ程度の曲げ剛性となる。ひびわれ発生前のたわみは普通PC桁の1.7～2.2倍で、その大きさは弾性係数の逆数に比例している。ひびわれ幅およびその間隔は、全般的に普通コンクリートの方が軽量コンクリートよりも大きい。すなわち普通コンクリートではひびわれの数は少ないが、ひびわれ1本当りの幅が大きいのに対して、軽量コンクリートでは幅の小さいひびわれが数多く発生することになる。

軽量PC桁の斜めひびわれ耐力は、桁のせん断スパンと有効高さの比すなわち(a/d)で考えると、その a/d の値あるいは骨材の種類によって若干異なるが、普通PC桁の70～85%となり、相当小さいことがわかる。せん断破壊荷重より、PC桁のせん断耐力の最小値は大略曲げ破壊モーメントの75%であり、さらにある(a/d)の値以下では骨材の種類によってせん断耐力が異なるが、その(a/d)の値以上では骨材の種類による差はほとんどなく、本試験においては上述した限界 a/d はほぼ7.5であると推定される。

以上述べた桁の載荷試験より、軽量骨材の種類別に軽量PC桁の挙動を厳密に比較すれ

ば、若干異なった性質を呈するが、これを普通コンクリートと比較すれば、本質的には軽量骨材間の差はないと断言して差支えない。全般的に軽量PC桁の各種耐力は、普通PC桁の70～80%と考えて大きな誤りはないものと考えられる。

軽量PC桁は普通コンクリートよりも自重をかなり軽減できるが、その分だけ断面を減らすとたわみがさらに大きくなるので、自重軽減分だけPC鋼線量を減らすような考慮を設計の際に払うべきである（スパンが長いときにはPC鋼線量を減らせるが、短スパンの場合にはほとんど減らせない）。さらに曲げや斜めひびわれ耐力がやや劣ることに対する対策としては、補強鉄筋を普通PC桁の場合よりも多く挿入するなどの設計上の注意事項がある。たとえば、普通コンクリートと同一断面、同一PC鋼線量とすれば、軽量PC桁の単価は当然高くなるが、上部構造物の自重を軽減した分だけ下部工事を節約するという考え方に立脚すれば、軽量PC桁を用いた方が経済的な構造物が得られるであろう。

軽量PC桁あるいははりの設計においては、上述した諸問題以外に、ボステン桁の支圧強度、合成桁や箱桁などの断面形状、疲労、経済性の問題等がまだ十分解決されていないが、これらについては今後の研究成果に期待することにする。

〔 第 7 編 参 考 文 献 〕

- 1) Hanson, J. A. : Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete, Jour of ACI., July 1961.
- 2) 西沢, 池田: 人工軽量骨材を用いたコンクリートの支圧強度, 構造用軽量コンクリートシンポジウム論文集, 日本ACI., 1964. 11.
- 3) 小阪義雄: 人工軽量骨材コンクリートの支圧強度, セメント技術年報, XIX 昭和41年.
- 4) Report of the FIP Commission on Prestressed Lightweight Concrete.
- 5) 西岡他: 軽量コンクリートを用いたPC桁の実験, プレストレストコンクリート, Vol. 6, No. 3, 1964. 6.

- 6) 神山他：人工軽量骨材を用いたコンクリートの力学的諸性質，セメント技術年報，XIX，昭和40年。
- 7) J.J.Shideler，： Lightweight-Aggregate Concrete for Structural Use. Jour. of ACI. Oct. 1957.
- 8) 西林新蔵：人工軽量骨材コンクリートの乾燥収縮およびクリープ，材料，Vol. 15，No. 157，Oct， 1966.
- 9) Warren H.Cray etc： Fatigue Properties of Lightweight Aggregate Concrete Jour. of ACI, Aug. 1961.
- 10) 梶井他：各種人工軽量骨材コンクリートの圧縮疲労試験結果，セメント技術年報 XIX 昭和41年。
- 11) 高橋他：軽量コンクリート設計上の問題点；プレストレストコンクリート，Vol. 6，No. 3， 1964. 6.
- 12) 横道英雄：コンクリート橋ー鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋ー技報堂，昭和37年。
- 13) 山崎他：人工軽量骨材を用いたコンクリートの諸性質に関する研究，土木学会コンクリートライブラリー，No. 10， 昭和39年5月。
- 14) 西沢紀昭：人工軽量骨材を用いたコンクリートの力学的性質に関する実験結果，土木学会，コンクリートライブラリー，No. 10， 昭和39年5月。
- 15) 岡田・神山：プレストレストコンクリートの設計，国民科学社
- 16) 岡田他：PCストランドの定着長に関する研究，セメント技術年報，XVII 昭和38年。
- 17) 坂 他：ストランドの定着時の付着効果に関する研究，材料，Vol. 8，No. 69， 昭和34年6月。
- 18) G.N.Kani, The Riddle of Shear Failure and Its solution, Jour. of ACI, April 1964.
- 19) D.N.Acharya and K.O.Kemp： Significance of Dowel Forces on the Shear Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams without web Reinforcement, Jour. of ACI, Oct. 1965.
- 20) Sozen, M.A； Zwoyer, E.M； and Siess, C.P.；

Strength in Shear of Beams without Web Reinforcement, Bulletin 452, Engineering Experimental Station, Univ. of Illinois, Urbana 1959.

- 21) Sethurayanan : Ultimate Strength of Pre-tensioned I Beams in Combined Bending and Shear, Mag. of Concrete Research. Vol.12, No.35 July 1960.
- 22) Evans and Shumacher : Shear Strength of Prestressed Beams without Web Reinforcement, Urbana, Univ. of Illinois, April 1959. Engineering Experiment Station Bulletin No. 452.
- 23) Willy & Nazir : Shear strength of uniformly loaded prestressed concrete beams. Civil Eng. and Public Work Review, Vol. 59, No. 693, April 1964.
- 24) G.Wästlund : Use of High-Strength Steel in Reinforced Concrete, Jour. of ACI., June 1959.
- 25) G.N.J.-Kani, How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams Jour. of ACI., March 1967.

本研究においては、人工軽量骨材の諸特性のうち最も重要な吸水特性および人工軽量骨材コンクリートの各種特性を検討するとともに、実際構造物に利用するに際して考えておかなければならない配合設計上の問題点、構造物設計上の問題点などについて実験的に考察を加えてきた。

以下得られた結果を、骨材、配合、設計の3つの問題点に再分類して要約するとともに、本編ではほとんどふれなかった軽量コンクリートの経済性、施工上の問題点についても簡単に述べ結論に代える。

1. 軽量骨材および軽量コンクリートの配合

1. 軽 量 骨 材

材料とくに軽量骨材を選定する場合、比重、吸水率などの骨材特性が優れていることは云うまでもないが、骨材の品質が均一であることはそれ以上に重要である。骨材特性が優れていたとしてもその品質が一定でなければ、コンクリートの品質にも影響を与え、設計における許容応力の決定が困難となる。また、骨材の管理が十分行なわれていないのに、コンクリートの施工管理を厳密に行なってもそれは全く無意味となるのである。一般に軽量骨材は普通骨材よりも品質が一定しているといわれているが、実際には個々の特性が若干流動的に変化しているものが多い。この流動的な変化が骨材の品質改良の方向に向っているのであれば好ましいことであるが、ともすれば骨材の製造単価を下げるためにやや品質を低下させている傾向もみられる。骨材業者はこのような考え方を厳に謹むべきであろう。

骨材個々の特性に関しては、第1編概論の項で述べた。またそれら特性のうち最も重要と考えられる吸水に関しては第2編で詳しく論じた。これらを総合して考えると以下のよ

うな結論が得られる。

粒度は、軽量骨材の場合粒径によって比重が異なり、また骨材自体の強度も粒径によって異なるので、一定品質の骨材を得るためには粒度を均一に保つよう注意しなければならない。粒度の標示法に粗粒率 (F.M.) があるが、この F.M. の大きさあるいは変化がコンクリートの配合にかなり影響するので、この許容変化を普通骨材よりも小さく決めた方がよい。この影響の程度については、第 3 編で詳しく述べた。その他 0.15 mm 以下の微粒分が不足したりあるいは多すぎる場合にもコンシステンシーに影響を与えるようである。

粒形は骨材製法工程によって決まるものである。一般に人工軽量骨材の粒形は良好であるので、セメントペーストとの付着と関係のある骨材表面の粗度が問題となる。また、粒形は骨材の貯蔵や運輸においても問題となるが、この点については後述する。

軽量骨材の比重は、粒径によってかなり変化し、一般に骨材の粒径が小さくなると比重は大きくなる。また、比重はでき上りコンクリートの単位重量に直接関係するので、自ずから適当な範囲があり、吸水状態や骨材の種類によっても比重がかなり異なることなどを注意しておく必要がある。

吸水率は、普通骨材よりも大きいことは云うまでもないが、実際にコンクリートの性質におよぼす影響は、吸水率が大きいことよりもむしろ、使用骨材の吸水率の変動が大きいことの方が問題である。また、吸水率の測定法は現在の所適当な方法がないが、瞬間吸水の概念を導入すると比較的短時間の吸水特性が明らかとなり、かなり正確な吸水率を求めることができる。この点に関しては第 2 編で詳しく論じた。骨材を実際に使用する際、ブレウェッチングの是非が問題となっているが、練り混ぜおよびまだ固まらないコンクリートの均一性を考える場合にはブレウェッチングを行なった方が、硬化コンクリートの力学的特性、たとえば強度や耐久性を考慮する場合には絶乾状態の骨材を用いた方がよいとされている。絶乾あるいは気乾状態の骨材を使用する方法については、第 2 編で論じたが、この際これらの状態からの吸水が短時間のうちに一定になるという条件が必要である。

以上人工軽量骨材を選ぶ場合に注意しておかなければならない問題点について簡単に取り纏めたが、コンクリートにおけるバラツキの最大の原因は、使用材料の不均一性によることが多いことおよび骨材の特性がコンクリートの品質にかなりの影響を与えることを考えに入れておかなければならない。

2. 配 合 設 計

軽量コンクリートの配合設計を行なうに当たって目標とすべき事項は、普通コンクリートと同様に所定の強度とワーカビリティをもち、でき上りコンクリートが均一でかつ耐久性が優れていること以外に、軽量コンクリートにおいてはとくに部材の軽量化を目的とするので、でき上りコンクリートの単位重量の許容値を配合設計条件の1項目として考えておかなければならない。コンクリートの配合設計に影響する骨材特性としては、骨材の粒形、粒度、最大寸法、比重、吸水率などである。これら骨材特性を十分考慮して配合設計を行なうことは言うまでもないが、前述した通り骨材の品質が均一でありさえすればその影響は余り大きいとは考えられない。

実際の配合設計は試し練りに基づいて行なわれるが、その際考慮しておかなければならない要因としては、コンシステンシー、細骨材率、単位セメント量、空気量、コンクリートの単位重量、水セメント比などである。

スランプは作業のできる範囲内で最小のものを選ぶのが原則であるが、軽量コンクリートは一般に普通コンクリートよりも分離の傾向が大きいためスランプを小さくし、土木構造物を対象とする場合には7.5 cm以下とすることが望ましいとされている。また、ワーカビリティが同一の場合、軽量コンクリートのスランプは一般に普通コンクリートよりも小さく現われ、さらに自重によるコンクリートの流動性が減ずる傾向もある。

細骨材率 (S/a) は、所定のワーカビリティが得られる範囲で単位水量が最小となるような S/a を試験より求めるが、一般には軽量コンクリートの S/a は普通コンクリートの場合よりも大きめに選ばれている。

単位セメント量は、普通コンクリートにおける W/c と同様に強度との関連のもとに決められることが多い。この際、骨材の種類によって、所要強度を得るに要する単位セメント量が相当異なるという報告もあるが、土木用の場合には、最小セメント使用量を300 kg/m³にするのが適当であると考えられる。

空気量は、ワーカビリティを改善する目的の場合には普通コンクリートの標準と同じ程度でもよいが、耐久性を向上せしめることを目的として空気量を連行する際には普通コンクリートに対する標準よりも1～2%多くした方がよい。

その他コンクリートの単位重量は骨材の種類、普通細骨材の使用の有無、配合等によってかなり異なること、また W/c を設計条件に入れる場合には骨材の吸水率を一定にして、

セメントペーストの W/c が変化しないという条件（たとえば表乾状態の骨材を用いる）が必要となってくるなどにも留意しておくことが肝要である。

配合設計の方法としては、絶対容積法、容積法、比重係数法、ピクノメーター比重係数法などがあるが、現在わが国で市販されている人工軽量骨材では絶対容積法に基づく設計法によって、十分精度のよい配合設計が可能である。配合の修正は普通コンクリートの場合に準じて行なえばよいが、軽量コンクリートの修正値はやや異なるようである。軽量コンクリートの配合設計に関する研究結果に基づく修正値の標準を第3編に掲げたが、現在市販されている人工軽量骨材に対しては有効に利用できるものと考えられる。

2. 軽量コンクリート構造物の設計

コンクリート構造物の設計においては、使用する材料（コンクリート、鋼材）の力学的強度と外力とが、適当なバランスがとれており、かつ経済性に優れていることが最も重要である。軽量コンクリートを使用する構造物の設計においては、構造物の自重を決定するためのコンクリートの単位重量、不静定力や弾性変形の計算に必要なヤング係数、断面の決定や応力の算定に必要なヤング係数比 n 、クリープや乾燥収縮、さらにコンクリートの力学的性質と関係のある許容応力度などについて十分の検討が加えられていなければならない。以下各項目について、試験結果をもとにして簡単にまとめてみる。

軽量コンクリートは、部材の自重を軽減し、普通コンクリートを用いたのでは架設不可能な軟弱地盤における施工や、長大橋の実現を可能ならしめる重大な使命を持っている。従って軽量コンクリートの単位重量は、設計において考慮されなければならない最も重要な項目の一つである。軽量コンクリートの単位重量は、骨材の種類、配合、空気量、普通細骨材の使用などによって相当異なるので、設計に際しては使用材料や配合に基づいた単位重量を決める必要がある。吸水率の大きい骨材を用いた場合でも乾燥による重量減は極く僅かであるので、一般には、まだ固まらないコンクリートの単位重量を構造物の死荷重を計算する基礎としている。一般に軽量コンクリートの単位重量は $1.5 \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ の範囲にあり、RCあるいはPCの単位重量は使用鋼材の重量を $0.1 \sim 0.2 \text{ t/m}^3$ として、上記範囲に加えてやればよい。いずれにしても軽量コンクリートを用いると、断面の形状

寸法が同じ普通コンクリートの自重の60～80%となり、経済性に優れた構造物の設計を行なうことが可能である。

部材の弾性変形や不静定力は、コンクリートのヤング係数に基づいて計算される。軽量コンクリートのヤング係数は種々の要因によって影響されるが、その内でもとくにコンクリートの単位重量や強度等と密接な関係のあることが第4編の研究結果から明らかとなった。コンクリートの有するこれら性質以外に、使用骨材によっても相当ヤング係数が異なり、一般には非造粒型骨材（コーテッドタイプ）よりも造粒型骨材（ベレタイズトタイプ）を用いたコンクリートの方がヤング係数が大きくなり、また細骨材に天然砂を用いたり、単位セメント量を多くすることによってもヤング係数が増加する。ACI Building Code では、軽量コンクリートのヤング係数は圧縮強度と単位重量に関係するとして、実験式 $(E_c = 33 \sigma_c^{\frac{1}{3}} W^{\frac{2}{3}})$ を与えている。土木学会が規定したヤング係数は、非造粒型骨材を対象としているようで、造粒型ではこの値よりも $2 \sim 3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 程度大きいヤング係数を示すことが実験によって確められている（第4編）。実際の設計においては、曲げ部材のたわみ、不静定構造物の温度変化や乾燥収縮などによる不静定応力を計算する場合にヤング係数を用いるが、この際土木学会の示すヤング係数をそのまま用いると、例えばたわみの計算においては大きく見積りすぎるように考えられる。著者の行なった試験によって、コンクリート供試体から求めたヤング係数をそのまま用いて計算したたわみは、実測値よりも大きく現れることを確めている。従って、厳密には試験によってヤング係数を求め、それを用いてたわみや不静力の計算を行なうべきであるが、土木学会の規定した値をそのまま用いる場合にはその上限値もしくは造粒型骨材を用いる場合には $2 \sim 3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 程度大きいヤング係数を用いた方がよいと考えられる。なお合成桁の設計に用いるヤング係数も上述した考え方に準拠すればよい。また、乾燥収縮やクリープ係数は、弾性係数とバランスがとれた値を採用すべきである。この点については第5編において詳しく論じた。

軽量コンクリートの断面または応力の算定に用いるヤング係数比 n は、ヤング係数が普通コンクリートよりも小さいので、一般に用いられている $n = 15$ よりも大きく採った方がよいと考えがちであるが、これは次に述べる理由によって、コンクリートの圧縮強度やその他の性質に関係なく普通コンクリートと同様に $n = 15$ を採用した方が合理的である。鉄筋応力度の測定結果から、ヤング係数比 n の値が鉄筋応力度におよぼす影響は極めて小さく、許容応力近傍までは n を大きくとっても算定値にはほとんど差が現われない。一方

曲げ部材においては、外力と抵抗モーメントとの釣り合いを考えて中立軸の位置および有効高さを求める場合、 n 値を大きくすると中立軸比が大きくなって有効高さが減少することになる。すなわち弾性係数の小さい材料を用いるとたわみは大きくなるが、さらに有効高さを小さくするとたわみは一層大きくなる。従って、軽量コンクリートの曲げ材の設計において過大な n 値を採ることは、実際問題として不合理である。一方鉄筋との関係について考えると、釣り合い鉄筋比以上の鉄筋を有するはりでは、 n 値が大きくなるほど同一荷重に対する鉄筋量が減少し、鉄筋の降伏がコンクリートの圧縮破壊に先行する場合には、はりの破壊耐力を減少させ、さらにたわみが大きくなることになる。この場合 n 値を普通コンクリートと同じに($n = 15$)採るとともに釣り合い鉄筋比以下となるような断面設計を行なうべきである。この考え方は、中心軸荷重あるいは偏心軸荷重をうける柱の場合も同様である。つぎにプレストレストコンクリートの設計における n 値は、ひびわれ耐力の算定や、有効張力の計算などの場合に用いられるが、PCにおいては実測ヤング係数から求めた n 値を用いて計算した方がよい。これについては第7編の考察の際に詳しく論じた。いずれにしても軽量鉄筋コンクリート断面の算定や応力の計算では、普通コンクリートと同じ n 値、すなわち $n = 15$ を、またPC桁においては実測弾性係数から n 値を求めた方がよいようである。

軽量コンクリートのクリープは、使用する骨材、配合、供試体の断面寸法などによって相違に異なることが確められ、さらにクリープ機構そのものが普通コンクリートと若干異なることも明らかとなった(第5編)。軽量コンクリートのクリープひずみは、一般に普通コンクリートよりも大きい、ヤング係数が小さいため初期弾性変形が大きく従って設計に用いるクリープ係数は普通コンクリートよりも小さくなる。クリープは鉄筋コンクリートにおいては、一般に不静定構造の設計にのみ考慮されているにすぎないが、プレストレストコンクリートにおいては、鋼線緊張力の減退すなわち有効プレストレスの計算や持続たわみの計算などにおいて、また合成桁においても鋼桁応力の算定において考慮されなければならない。土木学会においては、一応の基準として普通コンクリートと同じ値を採用しているが、この値をそのまま用いて有効プレストレスを算定すると鋼線張力の減退力を過分に見積ることとなり実情にそぐわない。試験結果によれば、軽量コンクリートのクリープ係数は普通に比してかなり小さいので、設計に用いるクリープ係数としては普通コンクリートに対して規定されている値の $1/2$ を採った方がよいと考える。また、軽量コンクリートのクリープ係数は弾性係数とバランスがとれた値(弾性係数が小さければそれ

に応じてクリープ係数も小さく選ぶ)でなければならない。これらについては第5編において詳しく論じた。一方、乾燥収縮の値は、普通コンクリートよりも大きいとするものあるいは小さいとするものなど結果が相当ばらついているので、一応の基準として普通コンクリートと同じ値を採ることは、現状では止むを得ないと考えられる。しかし試験によって大きい収縮を示したコンクリートを実際の構造物に適用する場合には、測定結果を設計において十分反映させる必要がある。

土木学会では、軽量コンクリートの曲げ圧縮、せん断、付着、支圧に対してそれぞれ許容応力を規定している。その内曲げ圧縮に対する許容値は、材令28日圧縮強度の $1/3$ 以下とし普通コンクリートと同じ考え方によっている。ひびわれ耐力を計算する場合、コンクリート引張側の弾性ひずみと塑性ひずみとの比を考慮することがあるが、この比は軽量コンクリートにおいては小さくなる。すなわち弾性ひずみに対する塑性ひずみの割合が小さく、曲げひびわれ耐力が普通コンクリートに比してやや小さくなる。一方破壊耐力を計算する場合に用いるコンクリートの圧縮ひずみの最大値(極限ひずみ)は、曲げ破壊モーメントが軽量、普通ともほとんど変わらないことおよび極限ひずみを変えても計算値にはほとんど影響を与えないことを考慮して、普通コンクリートと同じ $\epsilon_{cu}=0.0025$ を採用してもよい。許容せん断応力度は、両コンクリートのせん断に対する力学的挙動は本質的には差がなく、引張強度のみが異なることを考慮して決められなければならない。軽量コンクリートの引張強度は、骨材の種類、配合、乾湿の条件などによって相当異なるが、一般には普通コンクリートに比して劣ると考えてもよい。従って許容せん断応力度は普通コンクリートの場合よりも小さくなるが、その程度は大体70%であることが試験によって確かめられた(第6編)。その他許容付着応力度あるいは許容支圧応力度については、著者自身が研究を行なっていないので詳細を論ずることはできないが、他の研究者の報告を総合すると、付着および支圧に対しては普通と同じかあるいは若干小さめの許容値を採用した方がよいようである。また鉄筋の許容応力度については、第6編の結果から普通コンクリートと同じに採ってもよいことが確かめられた。

3. 軽量骨材コンクリート構造物の経済性

軽量骨材コンクリートの経済性を追求する場合、ただ観念的に、軽量骨材の単価は高いがコンクリートの単位重量が軽減するので、構造物の死荷重が減少し、たとえ断面が同一であっても下部工との兼ね合いで、全体の工事費は安くなるというだけでは厳密な解とはならないのである。この場合必要なことは、軽量コンクリートの経済性に関する種々のパラメーターを組み合わせて、設計と計算および積算を繰り返し、その結果を統計的に処理して比較することである。このような経済性の比較は、普通の計算の方法では到底達成させるものではなく、当然電子計算機の利用ということになるが、計算機を利用する場合、適当な断面の仮定と自動修正（たとえば、PC桁の設計においては桁高を $\ell/20$ （ ℓ ：スパン）と先ず仮定して計算し、部材の応力が許容応力よりも超過した場合あるいは余裕のある場合には、桁高を適当な値だけ＋あるいは－する）およびパラメーターの選び方などが問題となる。また、計算結果の比較においては、ある要因に対して幾つかの水準を設け、それらを直交配列表に割り付けて分散分析を行ない、経済性があるか否かすなわち有意性の検討を行なうのも1つの方法である。現在、著者らのグループは、軽量PC桁の経済性を普通コンクリートと比較するためのプログラムを作製中である。このプログラムにおいて考慮していることは、要因の選び方と水準および断面形状（桁高、スパン、幅員）である。要因としては、コンクリートの種類（普通コンクリート、軽量コンクリート、軽-重コンクリート）、コンクリートの諸強度と弾性係数（許容応力と n 値）、スパン（20～80m）、鋼線緊張方法（ポストテンショニングとプレテンショニング）、幅員（主桁本数）、たわみの許容値などを選び、実際の設計計算を電子計算機にやらせ、結果に対しては桁高の検討とケーブル本数に主眼を置き、自重を計算して反力を計算し基礎工の設計を行なって全構造物を対象とした経済性を検討することになっている。

現在までに著者らのグループが行なった軽量コンクリート構造物の経済性に対する検討の結果を示すと以下の通りである。

i) P C 桁

ポストテンショニングPC桁を対象とし、上述したプログラミングの予備調査として実施したものである。結果を表8.1に示すが、これによるとスパンと幅員（主桁の数）が大

きくなるに従って、軽量コンクリートの桁高、ケーブル本数とも普通コンクリートよりも減少することがわかる。なお、この結果を利用して基礎を含めた経済性を検討する予定にしている。また、プレテン桁の例では、スパンと桁高が同一の場合（スパン15m程度）、軽量コンクリートを使用することによる材料費の増加とケーブル本数の節約による鋼材費の減とがほとんど同じで、基礎工を考慮すると、普通コンクリートの場合の約10%程度工費が安くなると試算されている。この計算では、普通骨材が現時点よりも安いときのものであるから、最近の骨材費高を考えれば工費はさらに安くなるものと推定される。

表 8.1 スパン、幅員（主桁本数）と桁高、ケーブル数

（軽量コンクリートと普通コンクリートの比較）

| スパン (m) | | 幅員 (m) | 主桁 本数 | 桁高 (cm) | | | | | | | | | |
|----------------|-------|-----------|----------|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | | 20 | | 30 | | 40 | | 50 | | 60 | |
| | | | | N | L | N | L | N | L | N | L | N | L |
| 桁 高 (cm) | 8.50 | 5 | 5 | 130 | 120 | 165 | 165 | 220 | 215 | 275 | 275 | 330 | 320 |
| | | | | 135 | 125 | 165 | 160 | 220 | 215 | 270 | 270 | 330 | 315 |
| | 11.75 | 6 | 6 | 120 | 110 | 155 | 150 | 205 | 195 | 255 | 245 | 310 | 295 |
| | | | | 130 | 120 | 155 | 155 | 205 | 195 | 255 | 255 | 315 | 300 |
| | 16.60 | 7 | 7 | 125 | 110 | 155 | 150 | 200 | 195 | 250 | 235 | 310 | 290 |
| | | | | 115 | 105 | 155 | 150 | 200 | 180 | 250 | 220 | 300 | 275 |
| ケーブル 本数 | 8.50 | 5 | 5 | 5 | 5 | 9 | 8 | 12 | 11 | 17 | 15 | 23 | 21 |
| | | | | 5 | 5 | 9 | 8 | 12 | 11 | 17 | 15 | 23 | 21 |
| | 11.75 | 6 | 6 | 5 | 5 | 9 | 8 | 12 | 11 | 17 | 14 | 22 | 19 |
| | | | | 5 | 5 | 9 | 8 | 12 | 11 | 17 | 15 | 23 | 19 |
| | 16.60 | 7 | 7 | 5 | 5 | 9 | 7 | 11 | 10 | 15 | 14 | 22 | 18 |
| | | | | 5 | 5 | 8 | 7 | 10 | 10 | 14 | 14 | 20 | 18 |

ii) 合 成 桁

合成桁においてもかなりの経済性が認められ、上部工のみを考えれば、スパン約20m以下では普通コンクリート、20m以上では軽量コンクリートの方が有利となる（幅員は4車線）。従って下部構造を勘案すれば、20m以下のスパンのものでも軽量コンクリー

トの有利性が現れてくるものと考えられる。

iii) 下 部 構 造

下部構造については、軟弱地盤を対象として、合成桁のスパンを20mと30mと仮定した場合について比較した例がある。これによるとスパン20mにおいては基礎杭の本数（種々の断面形状、径、鋼およびコンクリート杭について検討している）が3～4本、スパン30mにおいても2～3本の節約が可能であるとの試算の結果がでた。前述したように合成桁においては、床版コンクリートの軽量化による経済性は、ほぼ20mを境界として現れてくるが、基礎工においてはスパンが短い場合でもはるかに有利となるので、これらを併せ考慮するとスパン長にかかわらず軽量コンクリートの方が経済的な構造物の設計が可能であると判断される。

以上簡単に軽量コンクリートの経済性について論じたが、とくに、基礎地盤の条件が悪く普通コンクリートでは架設が困難な箇所でもスパンが自由に選べるような場合、長大橋梁の床版あるいはプレストレストコンクリートやプレキャストコンクリート部材の製作において軽量コンクリートを使用すると、非常に経済的な設計が可能となるものと考えられる。

4. 軽量コンクリートの施工について

軽量コンクリートの施工において、主として普通コンクリートと異なると考えられる点について述べることにする。

i) 骨材の取り扱い

原則としては普通骨材の場合と異ならないが、軽量骨材の特性とくにその粒形が球状であることと、吸水率が大きいことに注意する必要がある。球状であるので、粒径の大きいものは転がり易く大小粒の分離を起し、また微粒分は軽いので風などで飛散され易い。とくに後者については湿潤状態（プレウェッティング）にすることによってかなり防ぐことができる。吸水率が普通骨材よりも大きい点については、第2編（人工軽量骨材の吸水特性）

で詳しく述べたが、部分的に吸水の程度が異ならないように注意することが肝要で、この点から言えばプレウェッチングを行なうかさもなければ絶乾またはそれに近い状態の骨材の方が使い易い。軽量骨材は普通骨材よりも、その取り扱いに一層注意し管理を厳重に行なうべきであると考えられる。

ii 計量、練り混ぜおよび運搬

軽量コンクリートにおける材料の計量、練り混ぜおよび運搬に対し注意しなければならない事項は、普通コンクリートに対する注意事項となんら変るところはない。

軽量コンクリートの単位容積重量は、その強度と同様に設計に重要な管理要因となっているので、計量は必ず重量で行ない配合の正確さを期すよう注意を払う必要がある。その前提として骨材の含水量、単位重量の均一性、粗細骨材の分離の防止は云うにおよばず、計量装置の点検、調整をも厳重に行なう必要がある。計量誤差としては、普通骨材の場合と同様にセメント、水、混和剤は1%以内、骨材は2%以内とすることが望ましいと考えられる。

練り混ぜは必ず機械式ミキサを用い、全材料を同時にミキサに投入するのを原則としている。吸水率が小さい骨材あるいは吸水率が大きくても飽水状態で用いる場合には、普通骨材と同様に扱ってもよいが、小規模工事で止むを得ず飽水状態でない骨材（気乾状態）を用いる場合には、ACIのRecommendationにもあるように、使用水量の約80%と骨材をまずミキサに投入して混合した後、セメント、混和剤、残りの水を入れて練り混ぜるのがよいとされている。

運搬中に生ずるコンクリートの分離は、普通コンクリートの場合とは逆に骨材が浮き上がりペーストが沈下する傾向がある。とくに軟練りの場合にはこの傾向が著しい。軽量コンクリートの運搬に際して最も注意しておかなければならないことは、コンシステンシーの損失をできるだけ避けることである。

iii) 打込み、仕上げおよび養生

打込みに関しても軽量骨材であるがためにとくに注意する点は少ないが、打込み作業において重要なことは、材料の分離の防止と密実で均質なコンクリートを作ることである。打込みは、骨材の比重の相違によって普通コンクリートの場合とは若干その取り扱いに差がある。たとえば、せき板の湿潤度がコンクリートの流動性に与える影響が大きいか、

締め固めにおいては振動エネルギーが振動機周囲のコンクリートに吸収され、振動が十分伝播されず効率が極めて低下することなどである。従って型枠のせき板は十分湿めらせておくことおよび振動機は少なくとも10000rpm以上の周波数をもつものを使用するなどの注意が必要である。

仕上げにおいても、骨材が軽量であるための注意が必要で、コンクリート表面に浮び上がった粗骨材は、こて押え、ローラー押えまたは金網のタンピングなどによって表面を平らにすることが望ましい。

コンクリートを急激に乾燥させると、コンクリートの力学的性質に悪影響をおよぼすことは云うまでもない（たとえば引張強度は極端に低下するなど）。従って、軽量コンクリートの初期養生は普通コンクリートの場合よりもとくに入念に行なうことが望ましい。

IV) 管 理

軽量コンクリートにおいては、とくに骨材の特異性からくる変動要因が普通コンクリートの場合よりも多いことが予想される。従って骨材においては、比重、吸水率はもちろんのこと単位容積重量、含水率、粒度分布等の管理を厳重に行なうべきである。コンクリートの管理としては、スランプ、空気量、強度および単位重量などを管理の対象として考えおかねばならない。また生コンで施工する場合には、運搬の方法、交通事情、打設設備などの現場の状況を十分調査しておく必要がある。

土木構造物に軽量コンクリートが利用された例は非常に少ないので、以上のべた施工上の注意事項は実験室あるいは数少ない施工における経験をもとにして取りまとめたものである。今後、施工の経験が豊富になれば前述した注意事項の幾つかは不要となるであろうし、また新たに注意事項として取り上げられるものも現われてくると予想される。従って、これら数多くの現場施工の経験が軽量コンクリートに最適の施工指針を作成する基礎となるのである。

わが国における人工軽量骨材の歴史は非常に浅く、工業的に製造、販売が開始されてから僅か数年を経るにすぎない。この間軽量コンクリートの重要性が次第に認められるようになり、土木方面における利用度も年々増加の一途をたどっている。例えば昭和41年末には、世界で始めて軽量コンクリート合成桁が福井市内で実現した。この合成桁は最初から軽量コンクリートを使用すべく設計されていなかったが、たまたま設計上の理由から床版重量を軽減するか、鋼材による補強を行なうかの2者選択にせまれ、結局種々の実験

結果から軽量コンクリートを用いた方が力学的にも経済的にも優れているとの結論が出され実現の運びとなったのである。引き続いて昭和42年の初めに、最初から軽量コンクリートを使用すべく設計された合成桁が阪神高速道路公団伊丹空港線で実現した。また昭和43年末から架設予定の阪神高速道路公団築港深江線においては、地表面下に地下鉄、その上にビル、屋上を高速道路という非常に複雑な構造であるため、自重を軽減する目的で我が国ではじめてプレテン軽量PC桁を採用することが決定し、その予備試験はすでに完了している。

このように軽量コンクリートの利用に対し最近とくに関心が持たれているのは、力学的には普通コンクリートとなんら遜色がないばかりでなく、自重（死荷重）が大幅に軽減されるので長大橋梁の架設、大張間の建築物の建設が可能となり、上部工の軽量化による下部構造の簡易化はとくに地盤条件の悪い都市内の構造物に対してかなりの功献をすることなどによるものである。その他プレキャスト部材に適用して急速施工に寄与するなど軽量コンクリートは無限の可能性を含んでいるといわざるを得ない。

本研究は、約6年前の昭和37年、試作の人工軽量骨材に対する予備実験にさかのぼり、当初は全く暗中模索の状態であったが、その後多くの研究協力者を得て組織的な研究を行なうことができた。この間の研究結果の一部を取り纏めたのが本論文である。

人工軽量骨材の市販が開始された頃には、天然普通骨材の不足を補なうことが強調されていたが、この考えから1日も早く脱却して、軽量コンクリート本来の目的、すなわち自重を軽減して構造物の経済性をさらに高めることに専心努力すべきであろう。

本研究が、この無限の可能性を秘めた材料の将来の発展のために、いささかなりとも功献できればこの上もない幸と云わざるを得ない。

本研究を遂行するに当り、数々の御助言と御教示を賜った京都大学教授岡田清博士に対し深甚の謝意を表する次第である。

また、共に研究に従事した軽量コンクリート研究グループの諸氏に対しても深く感謝の意を表し度い。

(1968. 2.)